

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH RÁMOVÉHO MOSTU O JEDNOM POLI

DESIGN OF A ONE-SPAN FRAME BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Mário Hajnoš

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

| | |
|-------------------------|---|
| Studijní program | B3607 Stavební inženýrství |
| Typ studijního programu | Bakalářský studijní program s prezenční formou studia |
| Studijní obor | 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby |
| Pracoviště | Ústav betonových a zděných konstrukcí |

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

| | |
|-----------------|------------------------------------|
| Student | Mário Hajnoš |
| Název | Návrh rámového mostu o jednom poli |
| Vedoucí práce | Ing. Radim Nečas, Ph.D. |
| Datum zadání | 30. 11. 2019 |
| Datum odevzdání | 22. 5. 2020 |

V Brně dne 30. 11. 2019

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucího práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Z předběžného návrhu možných typů mostních konstrukcí preferujte rámovou konstrukci o jednom poli.

V práci zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení. Most můžete navrhnout kolmý.

Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

ABSTRAKT

Úlohou práce je navrhnuť cestný most I. triedy cez koryto rieky Kysuca. Boli spracované dve varianty premostenia. Uprednostnená varianta je riešená ako rámová konštrukcia o jednom poli. Most je vzhľadom k prekážke kolmý dĺžky 25,4m. Konštrukciu tvorí železobetónová predpätá doska.

Výpočet vnútorných síl je zhotovený pomocou softvéru SCIA Engineer 2018. Za cieľom získania skutočného správania konštrukcie boli zhotovené dva modely- prútový a desko-stenový.

Návrh predpätia, posúdenie medzného stavu únosnosti a medzného stavu použiteľnosti sú zhotovené ručne podľa platných noriem a predpisov.

Práca zanedbáva reologické javy a fázy vystavby.

KLÚČOVÉ SLOVÁ

Rámový most o jednom poli, rámová konštrukcia, medzný stav únosnosti, medzný stav použiteľnosti, prútový model, desko-stenový model, predpätie

ABSTRACT

The subject of this bachelor thesis is design of first class road bridge across the river called Kysuca. The design is processed by two options. The chosen option is designed as one span frame bridge. The object is designed as perpendicular with length 25,4m. The base element of structure is panel of prestressed reinforced concrete.

The calculation of internal forces was done by software Scia Engineer 2018. Two models were made. The first one is model of beams, the second one is model of slabs. Two models were compared. Results were interpreted.

The design of prestressing force, assessment of ultimate limit state and serviceability limit state were done by hand according to the valid standards and regulations.

The thesis disregards rheological effects and stages of construction.

KEYWORDS

One-span frame bridge, frame construction, ultimate limit state, serviceability limit state, model of beams, model of slabs

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Návrh rámového mostu o jednom poli* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 22. 5. 2020

Mário Hajnoš
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Návrh rámového mostu o jednom poli* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 22. 5. 2020

Mário Hajnoš
autor práce

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Mário Hajnoš *Návrh rámového mostu o jednom poli*. Brno, 2020. 48 s., 167 s. příl.
Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav
betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

POĎAKOVANIE

Vďaka pri spracovaní bakalárskej práce patrí predovšetkým vedúcemu práce Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D za odborné rady, poznámky, pomoc a predovšetkým ochotný prístup. Ďalej mojej rodine, spolužiakom a v neposlednom rade všetkým pedagógom z ústavu BZK, s ktorými som sa stretol počas svojho štúdia.

Obsah

| | |
|---|----|
| 1. Úvod | 10 |
| 2. Vstupné parametre..... | 10 |
| 3. Varianty | 11 |
| 3.1 Varianta A | 11 |
| 3.2 Varianta B | 12 |
| 3.3 Výber variantu..... | 13 |
| 4. Pracovné modely | 14 |
| 4.1 Prúťový model..... | 14 |
| 4.1.1 Strednica | 15 |
| 4.1.2 Niveleta..... | 15 |
| 4.1.3 Pružné pôsobenie podpor..... | 16 |
| 4.1.4 Tvar predpínacích káblov | 17 |
| 4.2 Desko-stenový model..... | 18 |
| 4.2.1 Geometria..... | 18 |
| 4.2.2 Niveleta..... | 20 |
| 4.2.3 Pružné pôsobenie podpor..... | 21 |
| 4.2.4 Tvar predpínacích káblov | 21 |
| 5. Zaťaženie..... | 21 |
| 5.1 Prúťový model..... | 21 |
| 5.1.1 ZS1 Vlastná tiaž..... | 21 |
| 5.1.2 ZS2 Ostatné stále zaťaženie..... | 22 |
| 5.1.3 ZS3 Predpätie..... | 22 |
| 5.1.4 ZS4 Zemný tlak vonkajší..... | 23 |
| 5.1.5 ZS5 Zemný tlak vnútorný | 23 |
| 5.1.6 ZS6 Zostava gr1a- TS | 24 |
| 5.1.7 ZS7 Zostava gr1a- UDL | 25 |
| 5.1.8 ZS8 Zostava gr1a- Chodci..... | 26 |
| 5.1.9 ZS9 Zostava gr5..... | 27 |
| 5.1.10 ZS10 Rovnomerné oteplenie prierezu | 28 |
| 5.1.11 ZS11 Rovnomerné ochladenie prierezu..... | 28 |
| 5.1.12 ZS12 Nerovnomerné oteplenie mostovky | 28 |
| 5.2 Desko-stenový model..... | 28 |
| 6. Metodika výpočtu..... | 28 |

| | | |
|-------|--|----|
| 6.1 | Porovnanie modelov..... | 29 |
| 6.1.1 | Vlastná tiaž | 29 |
| 6.1.2 | Zostava gr1a- TS | 30 |
| 7. | Kombinácie účinkov zaťaženia | 32 |
| 7.1 | Medzný stav únosnosti..... | 32 |
| 7.1.1 | Kombinačná rovnica 6.10:..... | 32 |
| 7.2 | Medzný stav použiteľnosti | 33 |
| 7.2.1 | Charakteristická kombinácia..... | 33 |
| 7.2.2 | Častá kombinácia..... | 33 |
| 7.2.3 | Kvázistála kombinácia..... | 33 |
| 8. | Zmeny predpätia | 33 |
| 8.1 | Krátkodobé zmeny predpätia | 33 |
| 8.2 | Dlhodobé zmeny predpätia | 34 |
| 9. | Medzný stav použiteľnosti | 34 |
| 9.1 | Obmedzenie napätia | 34 |
| 9.2 | Obmedzenie trhlín..... | 34 |
| 10. | Medzný stav únosnosti | 38 |
| 10.1 | Ohybová únosnosť v pozdĺžnom smere (v smere osy mostu) | 38 |
| 10.2 | Ohybová únosnosť v priečnom smere (kolmo k ose mostu)..... | 38 |
| 10.3 | Šmyková únosnosť konštrukcie | 40 |
| 11. | Rámová stojka | 41 |
| 12. | Kotvy a kotevná oblasť..... | 43 |
| 12.1 | Posúdenie betónu namáhaného sústredeným tlakom..... | 43 |
| 12.2 | Posúdenie oblasti pod kotvou..... | 43 |
| 12.3 | Oblasť u povrchu čela | 43 |
| 12.4 | Globálna oblasť | 44 |
| 13. | Záver..... | 45 |
| 14. | Zoznam použitých zdrojov | 46 |
| 15. | Zoznam obrázkov | 47 |
| 16. | Zoznam tabuliek..... | 48 |
| 17. | Zoznam príloh..... | 48 |

1. Úvod

Cieľom bakalárskej práce je návrh a posúdenie cestného mostu I. triedy cez rieku Kysuca v okrese Čadca. Konštrukcia musí umožňovať prejazd vozidlám a cyklistom, prechod chodcom, prieplav kajakárom.

Pre návrh boli zhotovené dve varianty premostenia:

- Varianta A- Rámová konštrukcia o jednom poli
- Varianta B- Predpätá doska podporovaná oblúkom- tzv. vzoprená mostovka

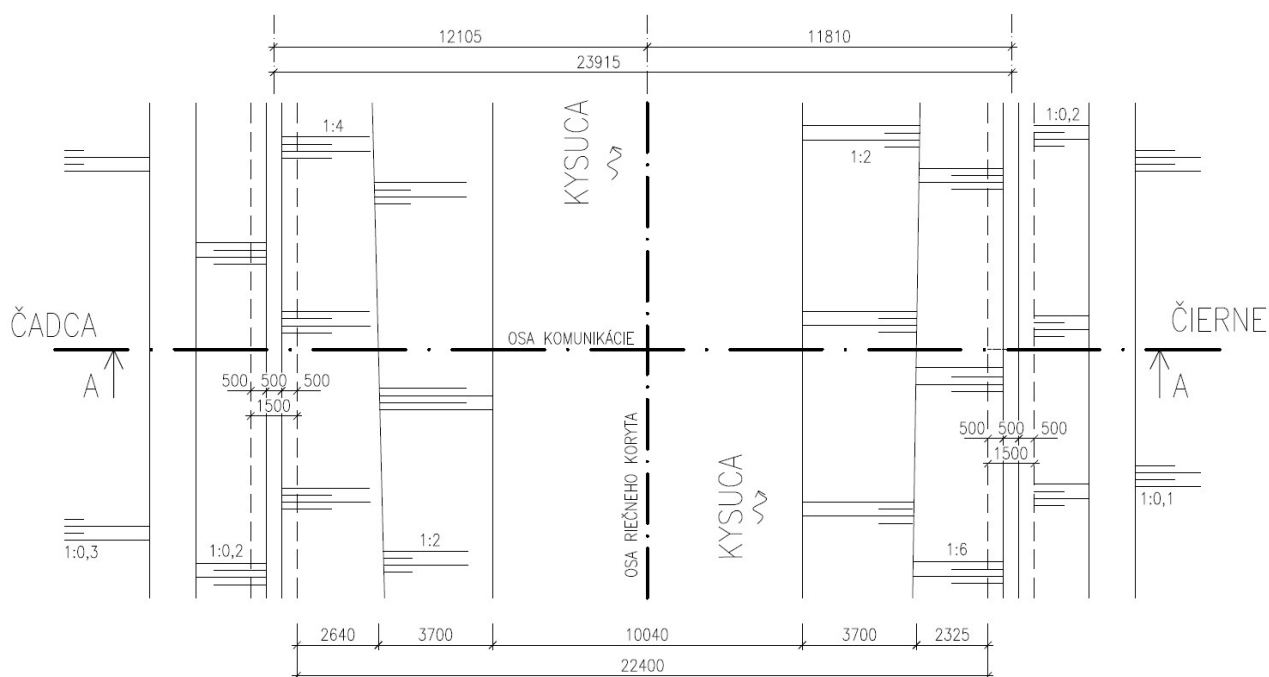
Z navrhnutých možností bola vybraná po zvážení lokálnych aspektov **rámová konštrukcia**.

Práca obsahuje návrh predpätia konštrukcie a účinky zaťaženia, vyšetrenie medzného stavu použiteľnosti a únosnosti.

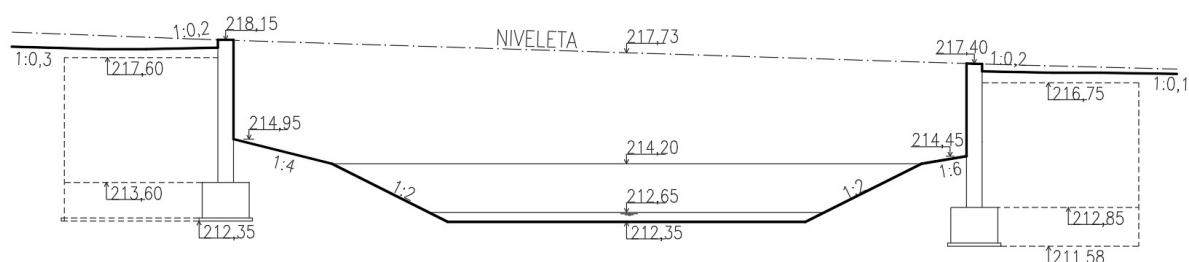
V prvej fáze návrhu bol zhotovený model prúťový, postupným skúmaním správania konštrukcie bol zhotovený model desko-stenový. Interpretácia výsledkov oboch modeloch je prevedená separátne. Následný návrh a dimenzácia konštrukcie berie v úvahu oba modely- výpočtové veličiny získané prúťovým modelom upravené modelom desko-stenovým.

2. Vstupné parametre

Počiatočné podmienky návrhu boli zadané okolitým reliéfom terénu. Jedná sa o oblasť rieky tečúcej pevne vymedzeným priestorom zvislými stenovými prvkami z monolitického betónu.



Obr. 1 Situácia stávajúceho stavu



Obr. 2 Pozdĺžny profil stávajúceho stavu v ose budúcej komunikácie

3. Varianty

Obe varianty odpovedajú svojim priečnym a pozdĺžnym usporiadaním ceste I. triedy kategórie S 9,5.

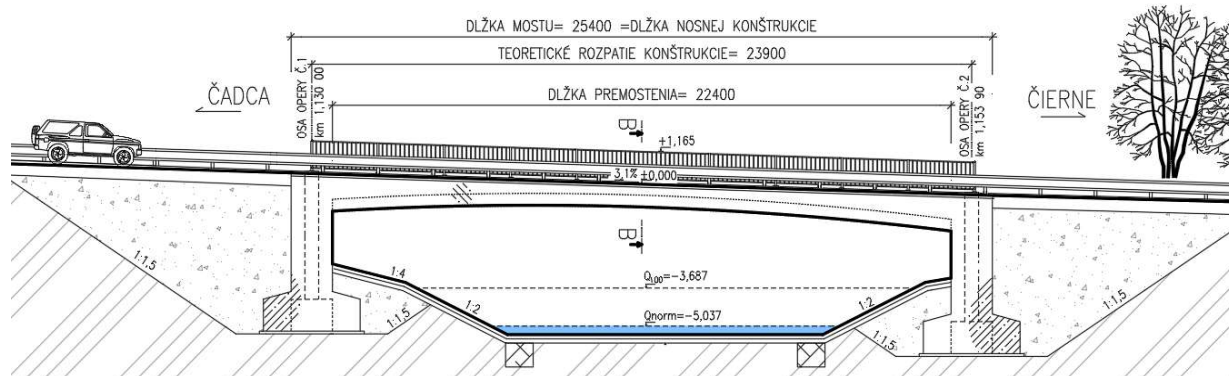
3.1 Varianta A

Variantu A predstavuje **rámová konštrukcia**. Celková dĺžka mostu je 25,4 m, čo je zároveň aj rozmer dĺžky nosnej konštrukcie. Dĺžka premostenia 22,4 m, teoretické rozpätie definované v tomto prípade vzdialenosťou teoretických podpor umiestnených v strednici rámových stojok 23,9 m.

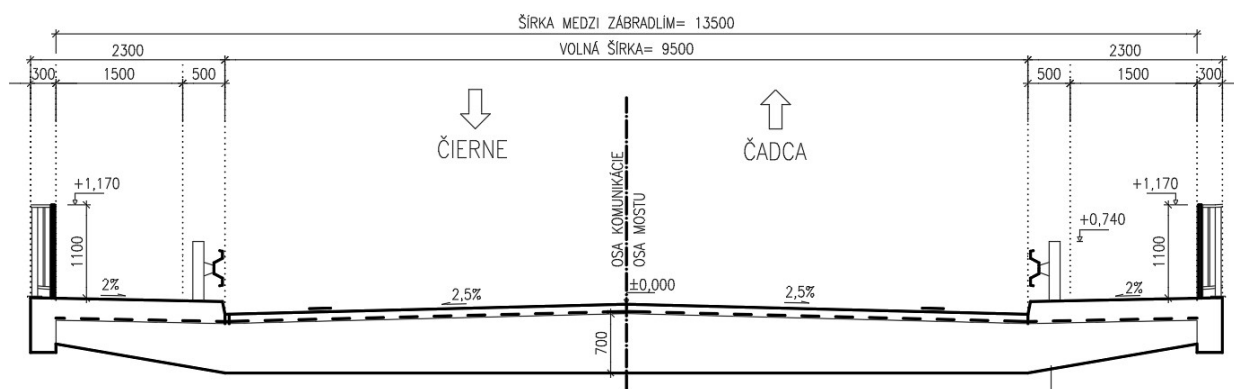
Povrch predpätej mostovky spojujúcej opery je v pozdĺžnom sklone 3,1%. Spodný líc, tvorený parabolickým priebehom definuje voľnú výšku pod mostom 4,2 m (v polovici rozpätia). Premenná hrúbka mostovky sa pohybuje od 1,2 m (v líci stojky) po 0,7 m (polovica rozpätia).

Rámové stojky hrúbky 1,5 m sú uložené na plošnom základovom páse stupňovitého prierezu o celkovej výške pásu 1,5 m.

Priečne charakteristiky mostu sú tvorené voľnou šírkou o hodnote 9,5m, šírkou obojsmerného chodníka 2,3m (vrátane záchytného systému) a šírkou medzi zábradlím 13,5m. Základný strechovitý sklon nadväzujúci na priečne pomery komunikácie 2,5%, jednostranný sklon chodníka 2%.



Obr. 3 Pozdĺžny rez rámovou konštrukciou



Obr. 4 Schématický priečny rez B-B mostovkou rámovej konštrukcie

3.2 Varianta B

Variantu B predstavuje **predpätá deska podporovaná oblúkom, tzv. vzoprená mostovka**. Celková dĺžka mostu je 25,1 m, dĺžka nosnej konštrukcie 24 m. Dĺžka premostenia 22,7 m, rozpätie definované vzdialenosťou teoretických podpor, ktoré predstavuje osa uloženia elastomerového ložiska 23,4 m.

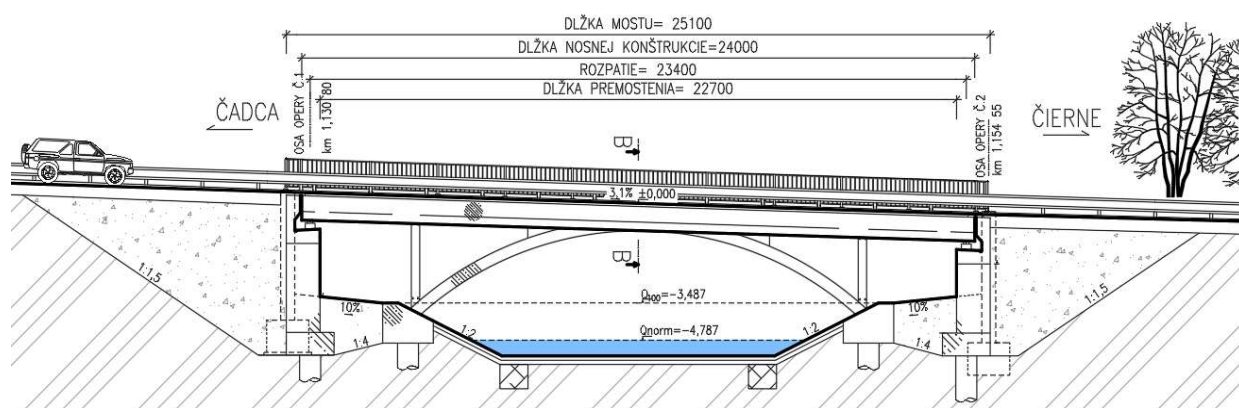
Povrch predpätej mostovky spojujúcej opery je v pozdĺžnom sklone 3,1%. Spodný líc, tvorený lineárnym priebehom definuje voľnú výšku pod mostom 3,8 m (v polovici rozpätia). Hrúbka mostovky sa pohybuje od 0,55 m po 0,85 m.

Rámové stojky hrúbky 1,2 m sú uložené na plošnom základovom páse výšky 0,8 m, ktorý je spojený s vŕtanými pilótami. Oblúk je uložený na plošnom základovom páse, ktorý je spojený s vŕtanými pilótami.

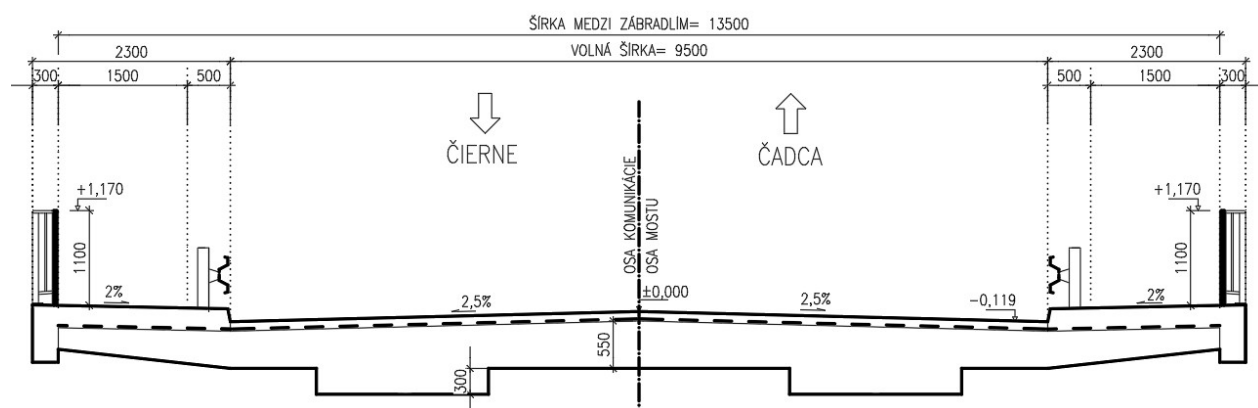
Dva oblúky podopierajú mostovku vlastnou konštrukciou, ďalej kyvnými stojkami umiestnenými po oboch stranách oblúka. Tým je dosiahnutá menšia hrúbka mostovky, než u dosky, podoprenej ako prostý nosník.

Priečne charakteristiky mostu sú tvorené voľnou šírkou o hodnote 9,5m, šírkou obojsmerného chodníka 2,3m (vrátane záchytného systému) a šírkou medzi zábradlím 13,5m. Základný strechovitý sklon nadväzujúci na priečne pomery komunikácie 2,5%, jednostranný sklon chodníka 2%.

Krajné podpery vystupujú do mostného priestoru tak, aby bol umožnený prístup k ložiskám (údržba, výmena...).



Obr. 5 Pozdĺžny rez konštrukciou dosky podporovanou oblúkom



Obr. 6 Schématický priečný rez B-B mostovkou dosky podporovanou oblúkom

3.3 Výber variantu

Na obe varianty bol braný ohľad z niekoľkých hľadísk:

Statické hľadisko:

Rámová konštrukcia je staticky neurčitá konštrukcia, u ktorej má veľký význam okrem premenného zaťaženia teplota. Tá spôsobuje u rámovej konštrukcie značný prírastok vnútorných síl. Na druhej strane sa rám javí ako vhodné riešenie, nakoľko znižuje hodnoty ohybových momentov v poli.

Doska podporovaná oblúkom je konštrukcia tvorená dvoma prvkami, doskou a oblúkom. Proste podoprená doska na rozpätí 23 m má hrúbku približne 1,4 m, pričom namáhanie ohybovým momentom je maximálne v polovici rozpätia. Podoprením dosky konštrukciou oblúka a kyvných stojok, sa zníži namáhanie momentom, rovnako ako deformácia uprostred poľa, tým pádom nie je mostovka taká robustná.

Časová a technologická náročnosť:

Rámová konštrukcia je pri výstavbe členená na 3 etapy. Zhotovenie základu, rámových stojok a mostovky.

Doska podporovaná oblúkom je členená na niekoľko etáp, keďže sa jedná o výstavbu dosky a oblúka, ktorý má samostatný základový pás. Dôležitý aspekt pri tejto variante je aj navrhnuté hlbinné zakladanie, ktoré bude technologicky a časovo náročnejšie, než navrhnuté plošné založenie u rámovej konštrukcie. Časovú náročnosť zvyšuje fakt, že k zhotoveniu dosky je možné pristúpiť až po dokončení oblúkovej konštrukcie.

Údržba:

Rámová konštrukcia sa vyznačuje pomerne malými nárokmi na údržbu, nakoľko spojenie mostovky a krajných podper je v celku (rámový roh).

Doska podporovaná oblúkom. Doska je v tomto prípade uložená na elastomerových ložiskách. Tie sa síce vyznačujú pomerne vysokou životnosťou, avšak je potrebná ich pravidelná kontrola, čomu neprospieva zhoršený prístup.

Estetika:

Z estetického hľadiska sa javí zaujímavejšia konštrukcia členená v pohľade kolmo k ose mosta, teda konštrukcia s oblúkom.

Požiadavky investora:

Keďže sa v povodí rieky Kysuca konajú vodné športy (kajak), ktoré si vyžadujú určitý prieplynný priestor pod mostom, výhodnejšia možnosť sa javí rámová konštrukcia, ktorá zasahuje do prieplynného priestoru menšou plochou a poskytuje väčšiu voľnú výšku.

Výber varianty- Rámová konštrukcia

Po zohľadnení všetkých aspektov bolo pristúpené k návrhu rámovej konštrukcie. Zavážil najmä fakt, že táto konštrukcia si vyžiada menšie náklady na údržbu a poskytne väčší prieplynný priestor.

4. Pracovné modely

Značná časť práce bola venovaná skúmaniu správania konštrukcie a optimalizácii návrhu. Chronologický postup začínal modelom prúťovým, následnou optimalizáciou geometrie bol zhotovený model desko-stenový.

4.1 Prúťový model

Výhodou prúťového modelu je rýchlejšie stanovenie vnútorných síl a deformácií. Tento model avšak neprihliada na deskové pôsobenie, neberie v úvahu krútiace momenty. Výsledkom sú vnútorné sily v pozdĺžnom smere, priečne sily je potrebné získať dodatočným výpočtom na náhradnej konštrukcii.

4.1.1 Strednica

Keďže sa tvar mostovky riadi spodným parabolickým lícom, strednica bude taktiež parabolická. Na definovanie jej priebehu sú potrebné tri body- krajné body v miestach rámových stojok a bod v polovici rozpätia. Z týchto údajov je možné odvodiť vzopätie parabolického oblúku f a dopočítať ostatné súradnice.

$$y_{(L/2)} = -97,5 \text{ mm}$$

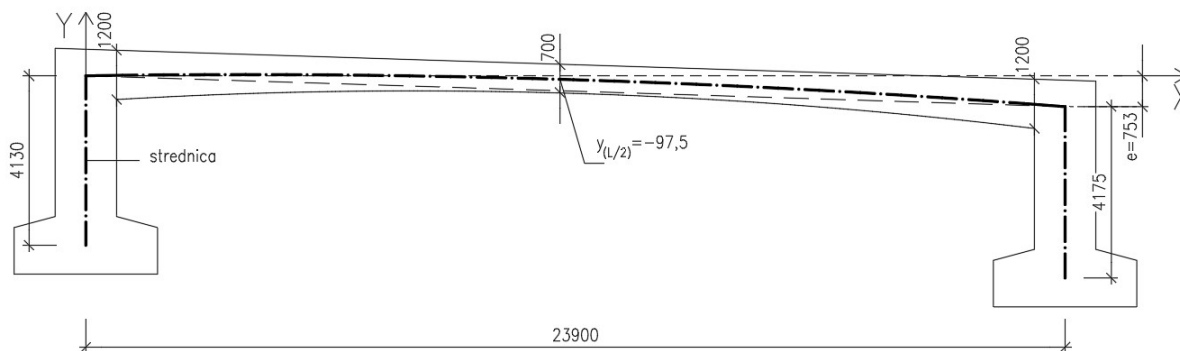
$$e = -753 \text{ mm}$$

$$L = 23\,900 \text{ mm}$$

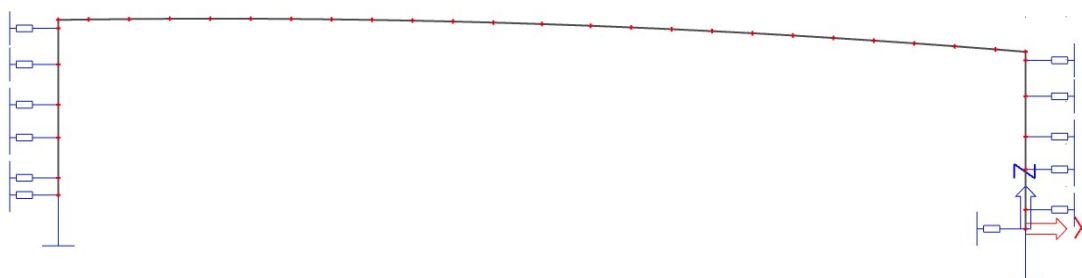
rovnica parabolického oblúka:

$$y = -\frac{4f}{L^2} \cdot x^2 + \left(\frac{4f-e}{L}\right) \cdot x \quad \Rightarrow \quad f = 279 \text{ mm}$$

Následne sa parabolický priebeh nahradil polygónmi dĺžky zhruba 1m, symetricky voči stredu rozpätia.



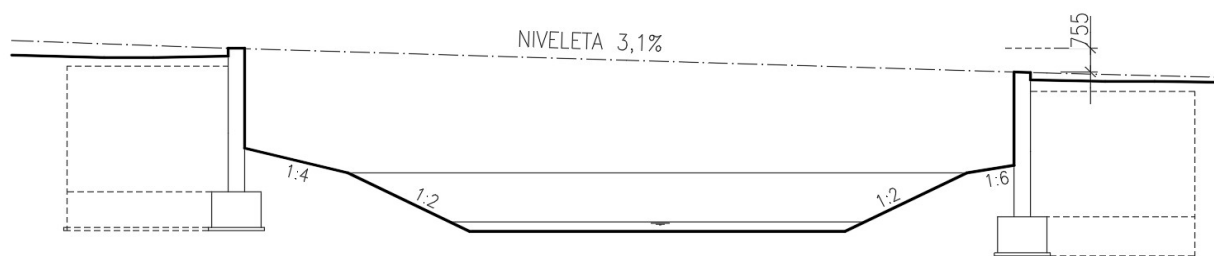
Obr. 7 Strednica prútového modelu



Obr. 8 Strednica prútového modelu v prostredí SCIA

4.1.2 Niveleta

Mostný zvršok ukončený asfaltovým obrusným kobercom je v sklone 3,1% smerom k obci Čierne. Sklon nivelety sa odvíja od sklonových pomeroch stávajúcej komunikácie a výškového rozdielu oboch brehoch, teda 0,755 m.



Obr. 9 Niveleta komunikácie

4.1.3 Pružné pôsobenie podpor

Most je v interakcii s okolitým prostredím, teda aj zo zeminou. Preto je potrebné zohľadniť vzájomné pôsobenie. To je v modeli vnesené prostredníctvom zemných pružín. Podstata pružín vyplýva z Winklerovej teórie, teda pružiny sú umiestnené iba na rubu opory.

Uloženie konštrukcie sa odvíjalo následovne. V prvej fáze nebola zohľadnená interakcia zeminy a konštrukcie, tá bola uložená na neposuvnej podpore umožňujúcej pootočeniu. V ďalšej fáze sa na rub opory umietnili pružiny, uloženie v päte bolo ponechané. Tretia fáza sa zaoberala pôsobením podpory v päte.

Keďže stojky majú rozdielnú výšku, aj umiestnenie zemných pružín bude rozdielne. Podrobný výpočet pre obe stojky sa nachádza v statickom výpočte.

| i | Mocnosť [m] | Hĺbka [m] | Zemina | Názov | γ [kN/m ³] |
|---|-------------|-----------|--------|------------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 0,4 | 0,4 | F3 | hlina piesčitá- mäkká | 19 |
| 2 | 1,3 | 1,7 | G3 | štrk piesčitý, stredne uľahlý | 19,5 |
| 3 | 0,6 | 2,3 | F4-S5 | íl pieskovitý až piesok ílový | 20 |
| 4 | 1,9 | 4,2 | G3/G-F | štrk s prímiesou jemnozrnej zeminy | 19 |

Tabuľka 1 Charakteristika okolitej zeminy

Tuhosť príslušnej zemnej pružiny získame ako reakciu F_i v strede príslušnej vrstvy zeminy.

$$F_i = y_i \cdot k_{hi} \cdot z_{vi} \cdot b_i$$

- y_i vodorovný posun pružiny
- k_{hi} modul vodorovnej reakcie podložia vrstvy i
- z_{vi} výška vzdorujúceho prostredia vrstvy i
- b_i priemer konštrukcie vo vrstve i

Modul vodorovnej reakcie podložia k_{hi}

Súdržné zeminy:

$$k_h = \frac{2 \cdot E_{def}}{3D}$$

Nesúdržné zeminy:

$$k_h = \frac{z}{D} \cdot n_k$$

n_k tabuľková hodnota

z mocnosť nadložia do polovice vrstvy

D priemer konštrukcie (D= 1,5m- priemer stojky)

Podpora v päte:

Koncovej podpore nie je bránené pevnou väzbou v posune vo vodorovnom smere. Tým pádom sa musela podpora pevná vo vodorovnom smere nahradiť podporou, ktorá zohľadňuje reálne pôsobenie.

Pružina je vo zvislom smere tuhá (nepredpokladá sa výrazne sadnutie). Vo vodorovnom smere nám v posune bráni trenie zeminy so základom.

K posunu päty dôjde až po tom, ako je prekonaná trecia sila. Na základe tejto úvahy bola stanovená tuhosť podpory v päte ako tuhosť, pri ktorej je nulový posun koncového uzlu od trecej sily.

Trecia sila T_i je definovaná ako súčin súčiniteľa trenia a zvislej sily. Súčiniteľ trenia získame ako $\tan \phi$. Zvislá sila je daná vlastnou tiažou.

Keďže majú stojky rozdielne výšky, majú aj rozdielne hodnoty N od vlastnej tiaže. To spôsobuje rozdielnu tuhosť koncových pružín.

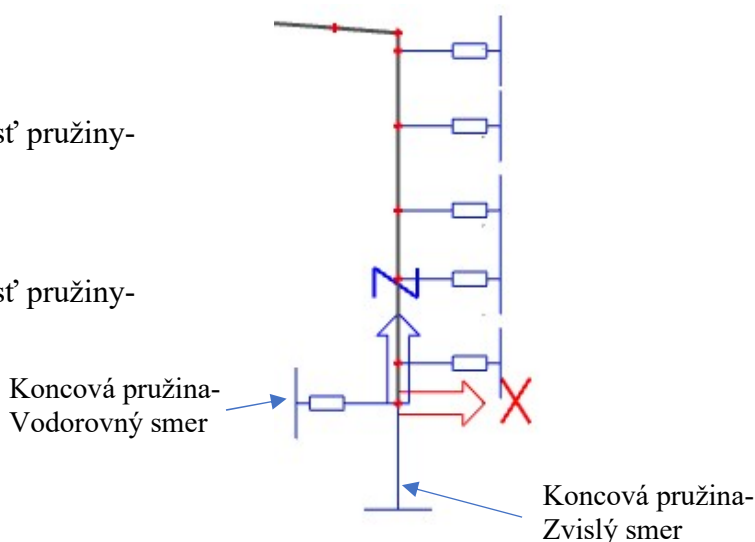
$$T_i = N_{\text{goi}} \cdot \tan \phi$$

Stojka č.1

Odpovedajúca tuhosť pružiny-
85 000 MN/m

Stojka č.2

Odpovedajúca tuhosť pružiny-
80 000 MN/m



4.1.4 Tvar predpínacích káblov

Vnesením predpätia do konštrukcie výrazne navyšujeme únosnosť a znižujeme pretvorenie. V závislosti od vedenia predpínacích káblov môžeme získať rôzne účinky predpätia. Obecne platí, že dráha káblov by mala byť afinná k priebehu ohybových momentov od zaťaženia.

V snahe čo najefektívnejšie využiť účinky predpätia, pôsobiace proti účinkom zaťaženia, je dráha káblov v počiatočnom a koncovom bode na excentricite. Excentricita káblov je ovplyvnená geometriou mostovky a jej krytím. K nájdeniu finálnej dráhy viedlo niekoľko variantov geometrií. Finálna varianta predstavuje dráhu vedenú v parabolickom oblúku, s počiatočnou a koncovou excentricitou voči strednici $e = 365$ mm, a vzdialenosťou káblov od spodného líca konštrukcie v polovici rozpätia $s = 125$ mm.

Dráha káblov je v rovnakej výškovej úrovni, smerovo priama. Konkrétne parametre sú uvedené v údajoch zaťažovacích stavov.

4.2 Desko-stenový model

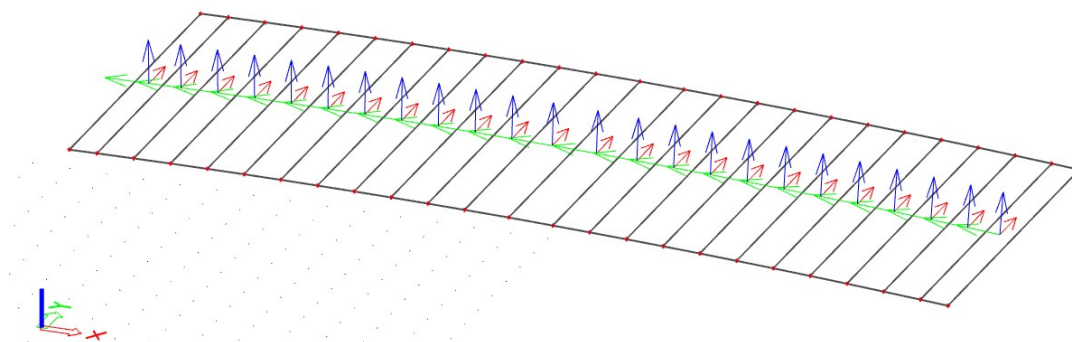
Výhodou desko-stenového modelu je najmä fakt, že model zohľadňuje deskové pôsobenie. Zaťaženie nie je potrebné pracne dopočítavať inými metodami (napríklad metóda spolupôsobiacej šírky). Navyše v tomto prípade, keď je počet vyšetovaných rezov 24, by to bolo veľmi pracné. Model nám poskytuje merné veličiny ako v pozdĺžnom, tak aj priečnom smere. Navyše je ním zohľadnená zmena tuhosti v miestach ríms, spôsobená znižujúcou sa hrúbkou mostovky.

Nevýhodou je predovšetkým pracné zhotovenie. Najmä v tomto prípade, keď je mostovka parabolického priebehu pozostávajúca zo 72 segmentoch, pričom krajné segmenty majú rozdielnu výškovú úroveň počiatočných a koncových bodov. Navyše je potrebné správne zadávanie lokálnych os. Je potrebné si uvedomiť, že výpočtové softwéri sú iba algoritmom na výpočet a korektnosť interpretovaných výsledkov je potrebné racionálne zhodnotiť. A to najmä v prípade lokálnych extrémov, tzv. špičiek a takto prezentované výsledky upraviť. Nevyhnutnosťou je aj správne určenie zaťaženia a okrajových podmienok.

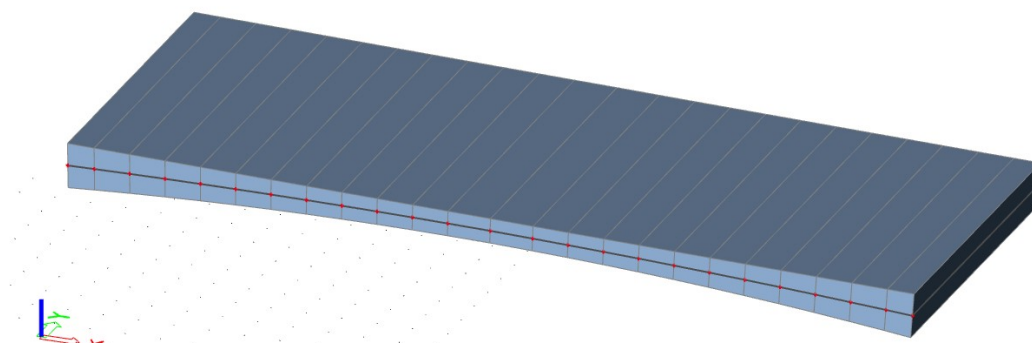
4.2.1 Geometria

Rozmery statického schématu v priečnom reze sú totožné ako v prípade prúťového modelu. Pribudol ďalší rozmer, definovaný šírkou mostu.

Mostovka pozostáva zo 72 segmentov, ktoré sa vzájomne spájajú v miestach dotykoch. Stredná časť má parabolický priebeh s premennou hrúbkou v pozdĺžnom smere.

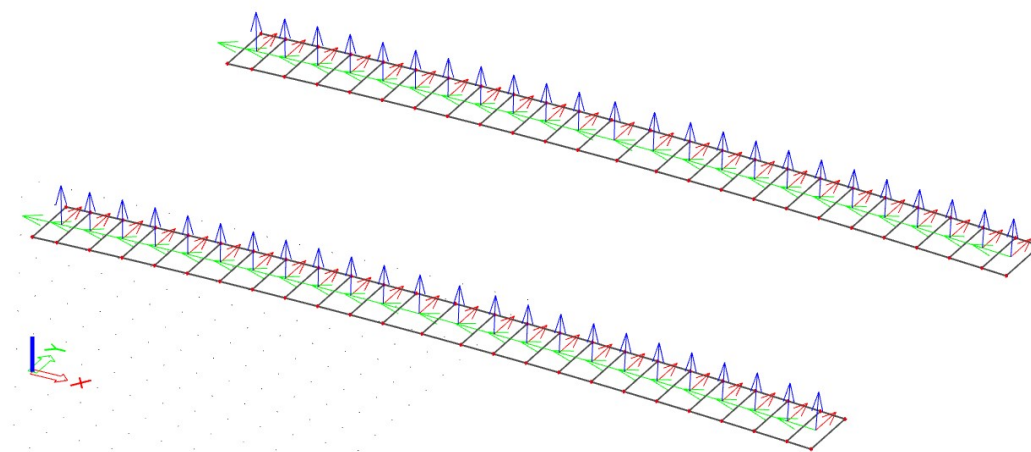


Obr. 10 Stredná časť mostovky definovaná plochami

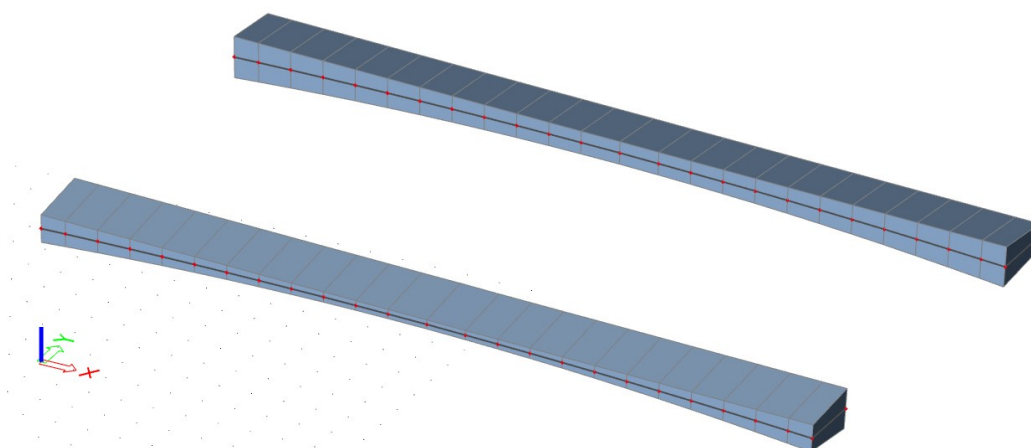


Obr. 11 Stredná časť mostovky v axonometrickom pohľade

Krajné časti mostovky sú v pozdĺžnom smere parabolického priebehu s premennou hrúbkou, v priečnom smere sa hrúbka znižuje smerom k rímse.



Obr. 12 Krajná časť mostovky definovaná plochami



Obr. 13 Krajná časť mostovky v axonometrickom pohľade

Rámová stojka je tvorená 18-ťmi časťami (z dôvodu vloženia zemných pružín). Výšky stojok totožné s prúťovým modelom, stojka č.1 4,175 m, stojka č.2 4,130 m.

Uloženie modelu je zložitejšie než u modelu prúťového. Zemné **pružiny na rubu** opery sú definované:

x: pružná- tuhosť (tuhosť príslušnej vrstvy zeminy na príslušnej stojke)

y: volná

z: volná

Rx: volná

Ry: volná

Rz: volná

Zemné pružiny v päte sú definované:

x: pružná- tuhosť (tuhosť pružiny definovaná trecou silou- viz. ďalej)

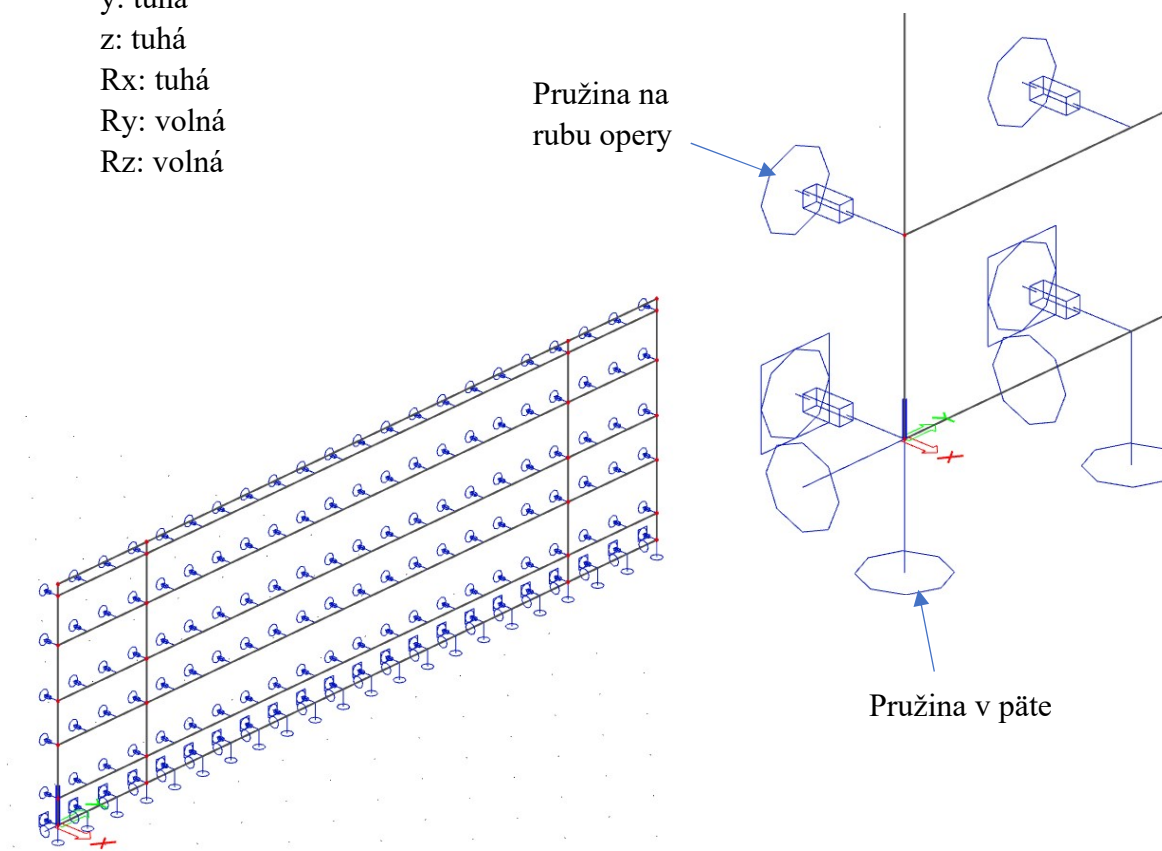
y: tuhá

z: tuhá

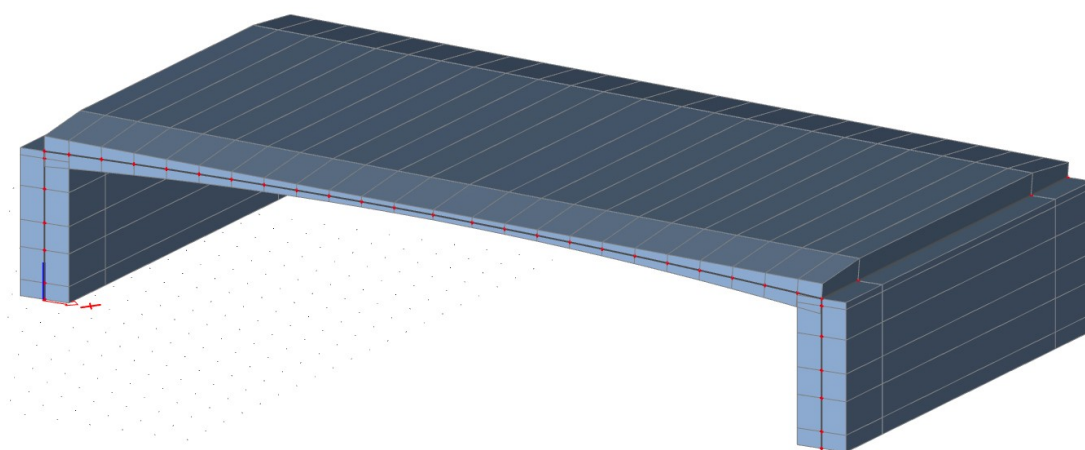
Rx: tuhá

Ry: voľná

Rz: voľná



Obr. 14 Rámová stojka č.2 definovaná plochami



Obr. 15 Axonometrický pohľad na model

4.2.2 Niveleta

Totožná ako u prútového modelu.

4.2.3 Pružné pôsobenie podpor

- **Pružiny na rubu opery**

Okolité zemina pôsobí na konštrukciu totožne, teda jednotlivé tuhosti sú rovnaké. Avšak je potrebné zohľadniť nový rozmer v modelovaní. Jednotlivé podpory sú preto modelované ako líniové. Tuhosť pružiny je vyjadrená ako MN/m^2 s totožnými hodnotami ako u modelu prútového.

- **Pružiny v päte stojky**

Pôsobenie trecej sily je totožné ako u modelu prútového. Avšak normálová sila už totožná byť nemusí (nepatrne sa líši), preto je tuhosť opätovne dopočítaná s mernými veličinami, čím získame tuhosť líniovej podpory. Bližšie viz statický výpočet.

Stojka č.2

Odpovedajúca tuhosť pružiny- 5926 MN/m^2

Stojka č.1

Odpovedajúca tuhosť pružiny- 6296 MN/m^2

4.2.4 Tvar predpínacích káblov

Účinky predpätia boli prevzaté z prútového modelu. Namodelovanie predpínacích káblov v desko-stenovom modeli nebolo uskutočnené z časového dôvodu.

5. Zaťaženie

Zaťaženie bolo spočítané pre oba modely zvlášť.

5.1 Prútový model

Stanovenie zaťaženia k získaniu potrebných výpočtových veličín bolo prevedené metódou spolupôsobiacej šírky.

Metoda spolupôsobiacej šírky určuje odlišný postup výpočtu zaťaženia pre výpočet V , M . To sa pre prípad posúdenia 24 rezoch javí ako veľmi pracné riešenie (najmä pri posúvajúcej sile). Preto bol zhotovený desko-stenový model. Metódou S.Š. sa stanovilo zaťaženie pre výpočet ohybových momentov. Zaťaženie pre výpočet posúvajúcej a normálovej sily bolo stanovené pomocou korelačného súčiniteľa k . Bližšie viz. kapitola Metodika výpočtu.

5.1.1 ZS1 Vlastná tiaž

Generovaná výpočtovým softwérom na základe geometrických a fyzikálnych parametroch jednotlivých prvkov (mostovka- prút premennej výšky šírky $13,5 \text{ m}$, stojka)

5.1.2 ZS2 Ostatné stále zaťaženie

Líniové zaťaženie od jednotlivých prvkov mostného zvršku (rímsa, izolácia, vozovka, zvodidla, zábradlie).

Uvedený príklad: Rímsa

$$A_1 = 0,708 \text{ m}^2$$

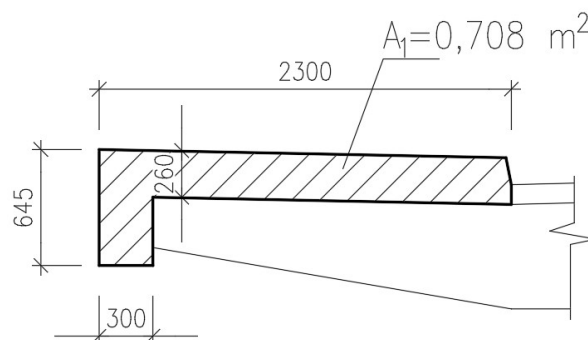
$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q = 2 \cdot 0,708 \cdot 25 = 35,4 \text{ kNm}$$

(viz. statický výpočet)

U vozovky bolo uvažované s hodnotou SUPreme, teda charakteristickou hodnotou násobenou 1,4.

Výsledná hodnota líniového zaťaženia **$q = 76,13 \text{ kN/m}$** .



Obr. 16 Detail rímsy

5.1.3 ZS3 Predpätie

Navrhnuté: 30 kanálikov po 6 lan, spolu 180 lan (bližšie informácie- stat. výpočet)

Predpätie je vnesené jednotkovou predpínaciou silou $P^I = 1000 \text{ kN}$, v ďalších výpočtoch je násobené príslušným koeficientom k .

$$k = \frac{P_{max}}{1000} \cdot \frac{\sigma_{Pi}}{\sigma_{Pmax}}$$

P_{max} maximálna predpínacia sila pri napínaní konštrukcie

$$P_{max} = \sum A_p \cdot \sigma_{Pmax} = 27\,000 \cdot 1476 = 39\,852 \text{ kN}$$

$\sum A_p$ celková plocha lán predpínacej výstuže

A_{p1} plocha 1 lana

$$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$$

$$\sum A_p = n \cdot A_{p1} = 180 \cdot 150 = 27\,000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{Pmax} = 1476 \text{ MPa}$$

Ekvivalentné zaťaženie:

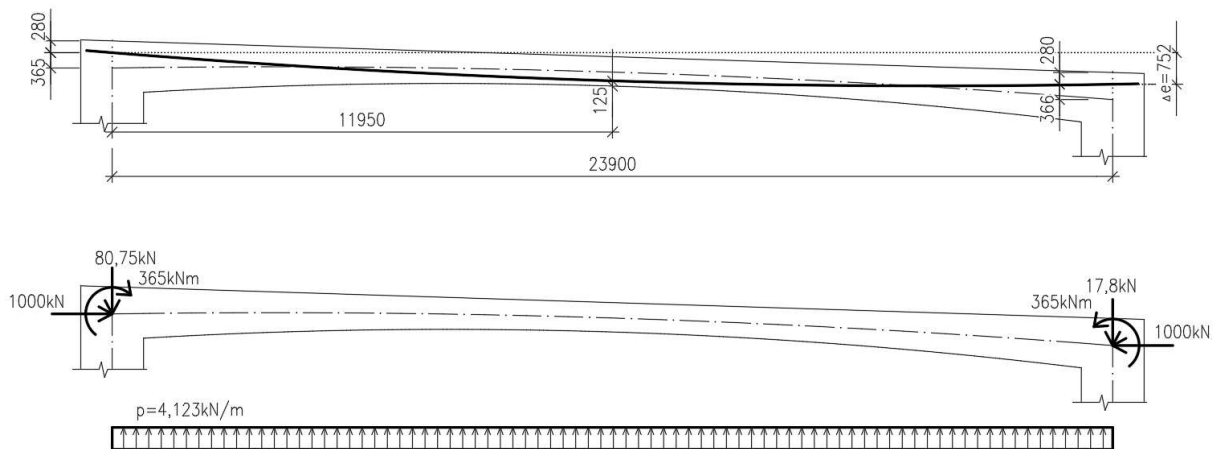
Zvislá sila v bode $x = 0 \text{ m}$ $V_{(0)} = 17,8 \text{ kN}$

Zvislá sila v bode $x = 23,9 \text{ m}$ $V_{(23,9)} = 80,75 \text{ kN}$

Spojité zaťaženie $p = 4,123 \text{ kN/m}$

Moment v bode $x = 0 \text{ m}$ $M_{(0)} = 365 \text{ kNm}$

Moment v bode $x = 23,9 \text{ m}$ $M_{(23,9)} = 365 \text{ kNm}$



Obr. 17 Ekvivalentné zaťaženie

5.1.4 ZS4 Zemný tlak vonkajší

Keďže je umožnená určitá deformácia konštrukcie, je uvažovaný zemný tlak aktívny. Zemný tlak predstavuje líniové zaťaženie s maximálnou intenzitou v päte a minimom vo vrchole.

$$\varphi_{\text{eff}} = 37^\circ$$

$$\varphi_d = 29,6^\circ$$

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_z = K_A \cdot \gamma_z \cdot h_i$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_d}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{29,6}{2} \right) = 0,339$$

$$\text{Plošné zaťaženie } g_z \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Stojka č.1

$$g_{z1} = K_A \cdot \gamma_z \cdot h_i = 0,339 \cdot 20 \cdot 4,175 = 28,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Líniové zaťaženie } g_z \text{ [kN/m]}$$

- Stojka č.1

$$g_{z1} = g_{z1} \cdot b = 28,28 \cdot 13,5 = 381,84 \text{ kN/m}$$

5.1.5 ZS5 Zemný tlak vnútorný

Zemný tlak pôsobí na konštrukciu aj na lícovej strane opery.

$$\text{Plošné zaťaženie } g_z \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- Stojka č.1

$$g_{z1} = K_A \cdot \gamma_z \cdot h_i = 0,339 \cdot 20 \cdot 2,205 = 14,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Líniové zaťaženie } g_z \text{ [kN/m]}$$

- Stojka č.1

$$g_{z1} = g_{z1} \cdot b = 14,94 \cdot 13,5 = 201,67 \text{ kN/m}$$

5.1.6 ZS6 Zostava gr1a- TS

Cesta I. triedy – Skupina pozemných komunikácií 1

$$\alpha_{Q1} = 1,0 \quad \alpha_{q1} = 1,0$$

$$\alpha_{Q2} = 1,0 \quad \alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{Q3} = 1,0 \quad \alpha_{qi} = 1,2$$

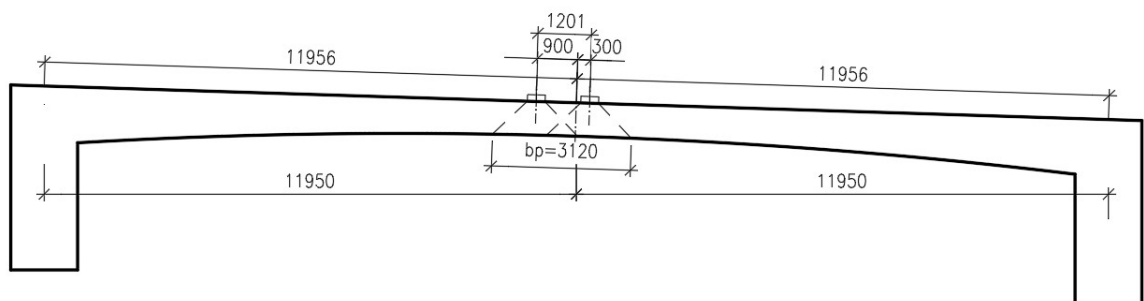
Metoda spolupôsobiacej šírky- ohybové momenty:

Zaťaženie od náprav na povrchu mostovky priemernej výšky sa roznáša pod 45° uhlom na spodný líc. Z hľadiska najnepriaznivejších účinkov je zaťaženie umiestnené v polohe, kedy je roznosová plocha najmenšia, teda v mieste najmenej hrúbky mostovky. Najmenšia priemerná hrúbka je v strede dosky.

Pre tento prípad bola stanovená intenzita zaťaženia, a to pre každý pruh, jedná sa o plošné zaťaženie q_{ki} [kN/m²].



Obr. 18 Priechový rez v polovici rozpätia pre výpočet účinkov premenného zaťaženia



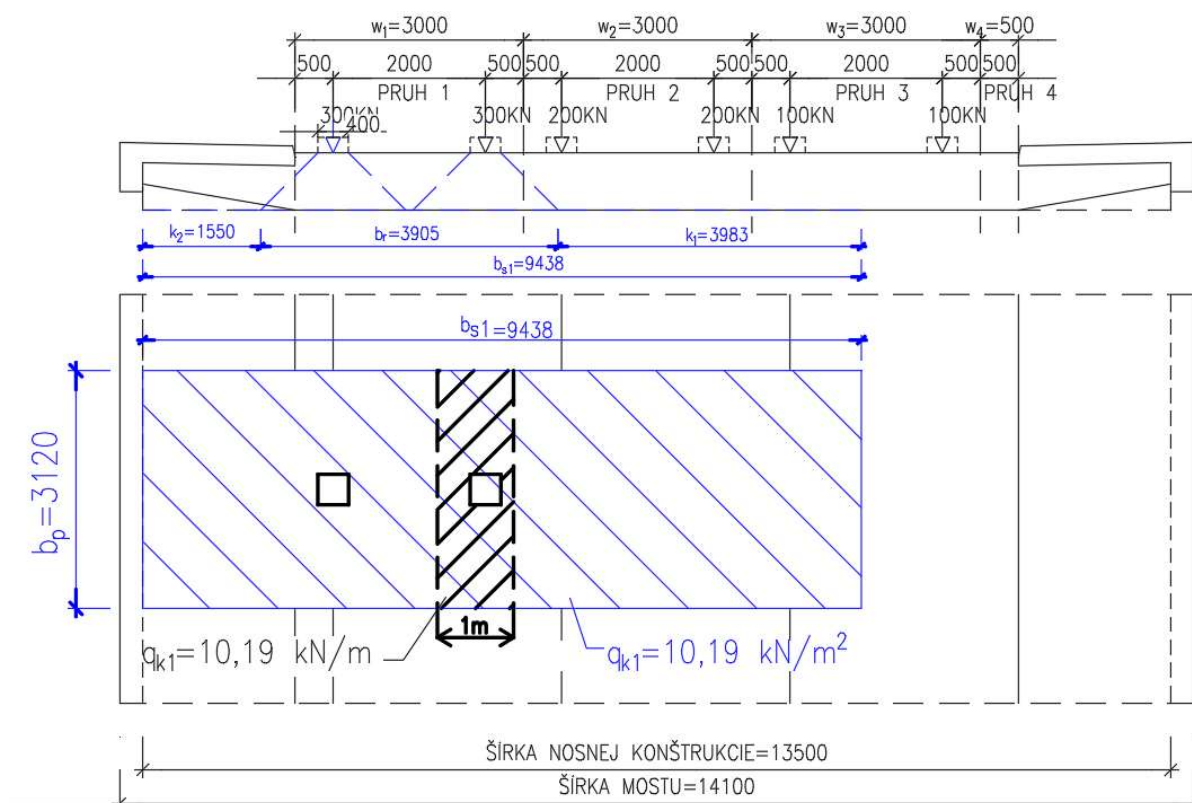
Obr. 19 Roznos dvojnáprav v pozdĺžnom smere

Z plošného zaťaženia q_{ki} [kN/m²] bol stanovený zaťažovací pruh šírky 1m. Líniové zaťaženia q_{ki} [kN/m] pôsobiace v príslušných pruhoch boli umiestnené na prut tak, že na prut pôsobilo zaťaženie intenzitou všetkých troch pruhov.

Získané líniové zaťaženie q_{ki} [kN/m] bolo nahradené staticky ekvivalentnými silovými účinkami, ktoré reprezentujú zaťaženie od náprav.

Takto stanovené zaťaženie na šírke prúta 1m sa rozpočítalo na celú šírku dosky, teda 13,5m.

V skutočnosti sa však intenzita mení s každým prírastkom dx vzdialenosti od stredu mostovky. Roznášacia plocha narastá, intenzita pôsobiaceho zaťaženia klesá o hodnotu dq_i . Avšak pre potreby získania extrémnych hodnôt bolo prijaté zjednodušenie a takto stanovená maximálna intenzita pôsobila po celej dĺžke konštrukcie.



Obr. 20 Intenzita zaťaženia pre pruh č.1

| x [m] | ZAŤAŽOVACÍ PRUH | | | TS | | |
|-------|-----------------|-----------|--------------|-----------|------------------------|----------------------|
| L/2 | i | Šírka [m] | Náprava [kN] | A [m2] | q _{ki} [kN/m] | Q _{ki} [kN] |
| | 1 | 3 | 300 | 29,447 | 10,188 | 31,786 |
| | 2 | 3 | 200 | 37,038 | 5,400 | 16,848 |
| | 3 | 3,5 | 100 | 31,007 | 3,225 | 10,062 |
| | 1m | | | Σ Qk [kN] | | 58,697 |
| | 13,5m | | | Σ Qk [kN] | | 792,404 |

Tabuľka 2 Zaťaženie TS

Jedná sa o premenné zaťaženie, ktoré sa pohybuje. Posudzujeme celkom 24 rezov. Z tohto dôvodu boli zhotovené obalové krivky, ktoré vznikli pojazdom dvojice síl $Q_k = 792,40$ kN po konštrukcií. Takto stanovené účinky zaťaženia umožnia pre daný rez použiť najnepriaznivejšie účinky. Konkrétne hodnoty- statický výpočet.

5.1.7 ZS7 Zostava gr1a- UDL

Cesta I. triedy – Skupina pozemných komunikácií I

$$\alpha_{q1} = 1,0$$

$$\alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{qi} = 1,2$$

V tomto prípade pôsobí plošné zaťaženie na celej konštrukcii v pruhoch. Obdobný postup ako u TS sa líši tým, že zaťaženie sa v pozdĺžnom smere neroznáša.

| x [m] | UDL | | |
|-------|--|---------------------|------------------------|
| L/2 | Spojité zaťaženie [kN/m ²] | b _{si} [m] | q _{ki} [kN/m] |
| | 9,0 | 8,983 | 3,006 |
| | 6,0 | 10,966 | 1,641 |
| | 3,0 | 9,483 | 1,107 |
| | 1m ∑q _k [kN/m] | | 5,754 |
| | 13,5m ∑q _k [kN/m] | | 77,684 |

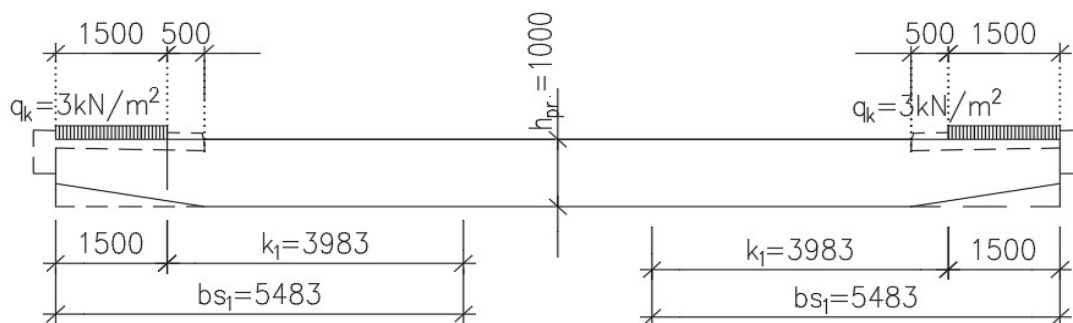
Tabuľka 3 Zaťaženie UDL

5.1.8 ZS8 Zostava gr1a- Chodci

Zaťaženie chodcami je definované ako plošné zaťaženie o hodnote $q_{chod.}=3\text{kN/m}^2$

Je potrebné definovať novú priemernú výšku, nakoľko horná roznosová úroveň nie je totožná s roznosovou úrovňou TS,UDL.

$$h_{PRIEM.} = 1000\text{mm}$$



Obr. 21 Roznos zaťaženia chodcami

| ZAŤAŽOVACÍ PRUH | | | CHODNÍK | |
|-------------------------------|-----------|---|---------------------|---------------------------|
| i | Šírka [m] | Spojité zaťaženie [kN/m ²] | b _{si} [m] | q _{ki} [kN/m] |
| 1 | 1,5 | 3,0 | 5,483 | 0,821 |
| 2 | 1,5 | 3,0 | | 0,821 |
| 1m ∑ q _k [kN/m] | | | | 1,641 |
| 13,5m ∑ q _k [kN/m] | | | | 22,159 |

Tabuľka 4 Zaťaženie chodcami

5.5.9 ZS9 Zostava gr5

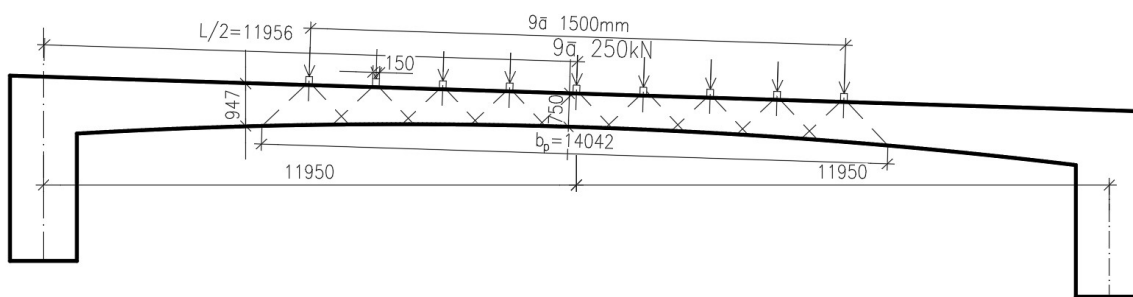
Pretože sa jedná o cestu I. triedy, zostava pozostáva iba z pohyblivého zaťaženia LM3. Ako zvláštne vozidlo bolo stanovené vozidlo typu 1800/200.

dynamický súčiniteľ $\phi = 1,25$
 excentricita vozidla $e = 0,5\text{m}$
 zaťaženie nápravy $Q_i = 200\text{kN}$

Vo výpočte boli zanedbané brzdné a rozjazdové sily.

Jedná sa celkom o 9 náprav. Keďže sa jedná o zaťaženie pozostávajúce z viacero náprav, bola stanovená nová priemerná výška dosky ako priemer výšok v polovici rozpätia a posledného roznášacieho paprsku.

$$h_{\text{PRIEM.}} = \frac{947 + 750}{2} = 849\text{mm}$$



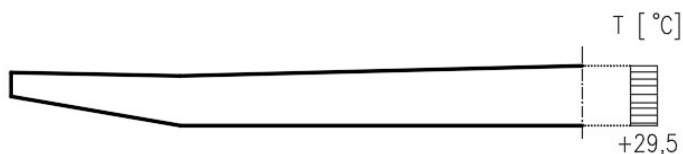
Obr. 22 Roznos LM3 v pozdĺžnom smere

Jedná sa o obdobný postup stanovenia účinkov zaťaženia ako u TS s tým rozdielom, že dvojnáprav je 9. Tie sa roznášajú na spodný líc. Silový ekvivalent líniového zaťaženia sa opäť rozráta na 9 síl pôsobiach na mostovke. Pre takto stanovené zaťaženie je následne zhotovená obalová krivka. Podrobný postup v statickom výpočte.

| IDEÁLNA STOPA | | | LM3 | | | |
|---------------|-------|-----------------------|-------------|---------------------|-----------------|---------------|
| i | e [m] | Náprava Q_k [kN] | Počet Q_k | A [m ²] | q_k [kN/m] | Q_{ki} [kN] |
| 1 | 0,5 | 250 | 9 | 174,25 | 12,912 | 20,143 |
| | | | 1m | $\sum Q_k$ [kN] | | 20,143 |
| | | | 13,5m | $\sum Q_k$ [kN] | | 271,936 |

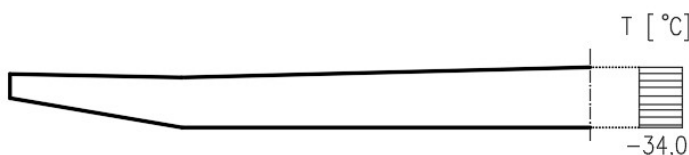
Tabuľka 5 Zaťaženie zostavou gr5- LM3

5.5.10 ZS10 Rovnomerné oteplenie prierezu



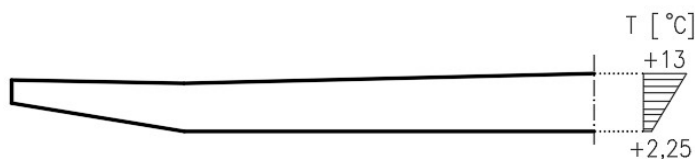
Obr. 23 Rovnomerné oteplenie prierezu mostu

5.5.11 ZS11 Rovnomerné ochladenie prierezu



Obr. 24 Rovnomerné ochladenie prierezu mostu

5.5.12 ZS12 Nerovnomerné oteplenie mostovky



Obr. 25 Nerovnomerné oteplenie mostovky

5.2 Desko-stenový model

Podrobný popis zaťaženia je uvedený v statickom výpočte.

Princíp stanovenia zaťaženia od dopravy je ten, že v prípade D-S modelu sa zaťaženie pôsobiace na model roznáša do strednice, zatiaľ čo v prípade prútového modelu sa zaťaženie metódou spolupôsobiacej šírky roznáša na spodný líc.

6. Metodika výpočtu

Ako bolo spomenuté v kapitole 5.1 Prútový model, metóda spolupôsobiacej šírky má určité nedostatky, preto bol k výpočtu použitý model desko-stenový prostredníctvom korelačného súčiniteľa k .

Korelačný súčiniteľ k upravuje hodnoty zaťaženia na prútovom modeli, ktoré sú stanovené metódou spolupôsobiacej šírky pre výpočet M . K tejto úprave sú použité výpočtové veličiny z modelu D-S.

$$k = \text{výpočtová veličina dosky} / \text{výpočtová veličina prutu na 1m}$$

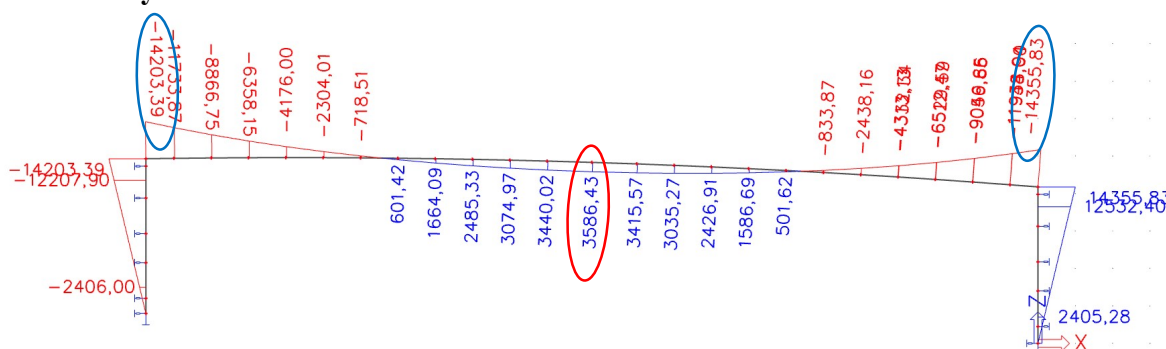
Súčiniteľ k je použitý pri stanovení momentovej, šmykovej únosnosti, pri stanovení zmien predpätia a posúdenia konštrukcie z hľadiska použiteľnosti. Konkrétne výpočty sú uvedené v statickom výpočte.

6.1 Porovnanie modelov

Výpočtovou veličinou na porovnanie je **ohybový moment M** . Posudzované miesta budú určené v bodoch s maximálnymi hodnotami, teda v polovici rozpätia a v miestach rámových stojok.

6.1.1 Vlastná tiaž

Prúťový model:



Obr. 26 Priebeh ohybových momentov na prúťovom modeli

Hodnoty M : celá šírka mostovky $b = 13,5\text{m}$

$$M_{(x=0\text{m})} = -14\,355,83 \text{ kNm}$$

$$M_{(x=11,95\text{m})} = +3\,586,43 \text{ kNm}$$

$$M_{(x=23,9\text{m})} = -14\,203,39 \text{ kNm}$$

Hodnoty M : šírka mostovky $b = 1\text{m}$

$$M_{(x=0\text{m})} = -14\,355,83 / 13,5 = -1\,063,39 \text{ kN/m}$$

$$M_{(x=11,95\text{m})} = +3\,586,43 / 13,5 = +265,66 \text{ kN/m}$$

$$M_{(x=23,9\text{m})} = -14\,203,39 / 13,5 = -1\,052,10 \text{ kN/m}$$

Desko-stenový model:

$$m_{yD^+ (x=0\text{m})} = -1\,117,23 \text{ kN/m}$$

$$m_{yD^- (x=11,95\text{m})} = +299,52 \text{ kN/m}$$

$$m_{yD^+ (x=23,9\text{m})} = -1\,108,24 \text{ kN/m}$$

Korelačný súčiniteľ k , upravujúci hodnoty M na mostovke:

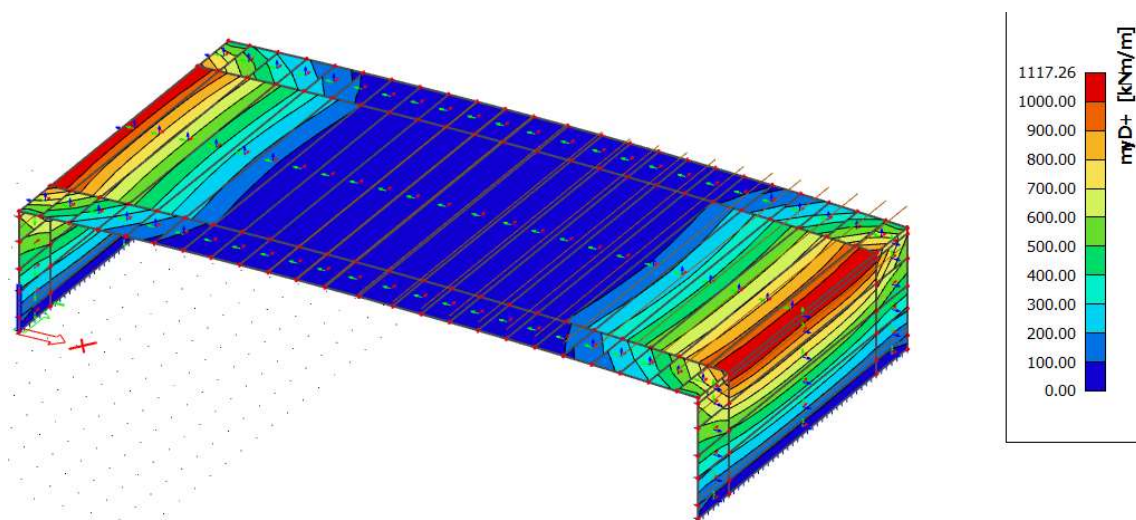
k = výpočtová veličina dosky / výpočtová veličina prutu na 1m

$$k_{(x=0\text{m})} = -1\,117,23 / -1\,063,39 = 1,05$$

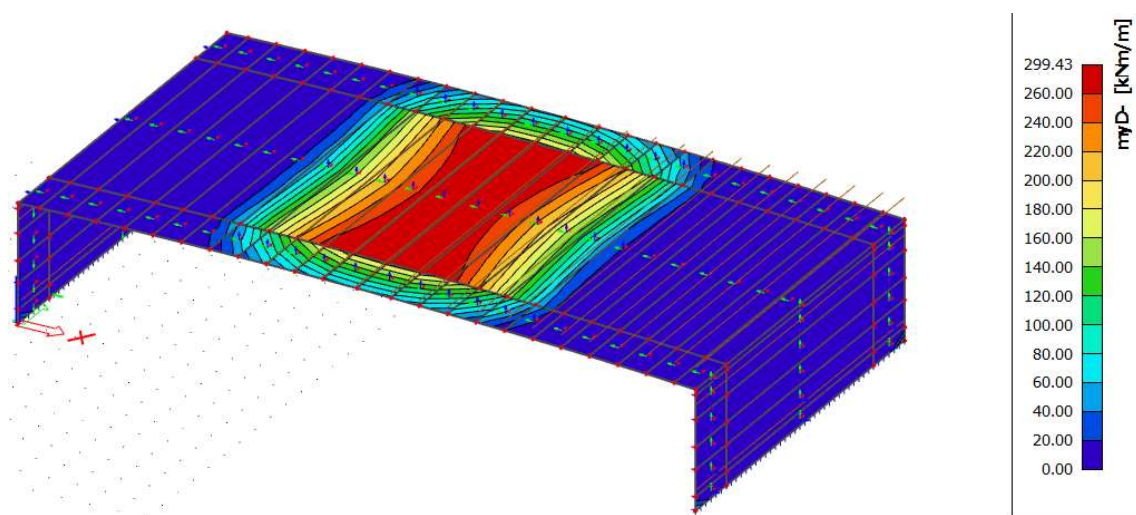
$$k_{(x=11,95\text{m})} = 299,52 / 265,66 = 1,13$$

$$k_{(x=23,9\text{m})} = -1\,108,24 / -1\,052,10 = 1,05$$

$$k = \max(k_i) = \max(1,05; 1,13; 1,05) = 1,13$$



Obr. 27 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli



Obr. 28 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli

Analýza rozdielných hodnôt:

Ohybové momenty D-S a prúťového modelu sa v celku príliš nelíšia. Je to dané tým, že okrajové podmienky oboch modelov sú totožné, rovnako ako zaťaženie generované výpočtovým programom.

6.1.2 Zostava gr1a- TS

Prúťový model:

Hodnoty M: celá šírka mostovky $b = 13,5\text{m}$

$$M_{(x=0\text{m})} = -5\,531,26 \text{ kNm}$$

$$M_{(x=11,95\text{m})} = +3\,040,45 \text{ kNm}$$

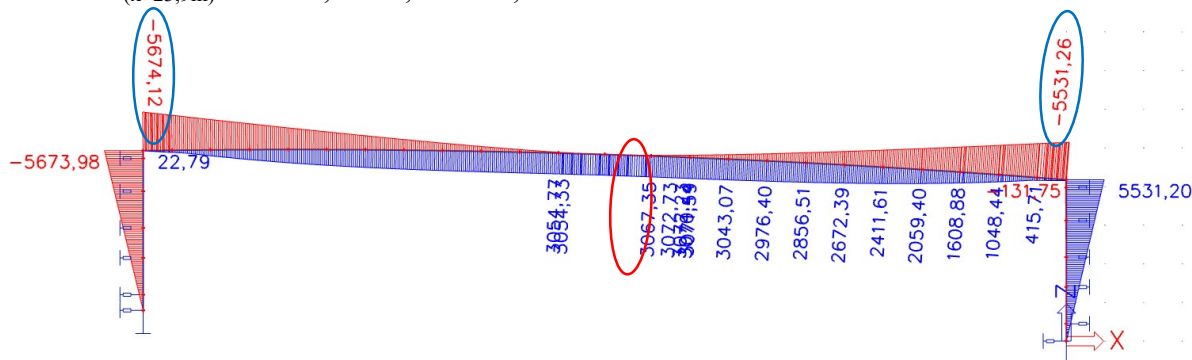
$$M_{(x=23,9\text{m})} = -5\,674,12 \text{ kNm}$$

Hodnoty M: šírka mostovky $b = 1\text{ m}$

$$M_{(x=0\text{m})} = -5\,531,26/13,5 = -409,72 \text{ kN/m}$$

$$M_{(x=11,95\text{m})} = +3\,040,45/13,5 = +225,22 \text{ kN/m}$$

$$M_{(x=23,9\text{m})} = -5\,674,12/13,5 = -420,31 \text{ kN/m}$$



Obr. 29 Obalová krivka ohybových momentov na prútovom modeli

Desko-stenový model:

$$m_{yD+} (x=0\text{m}) = -285,46 \text{ kN/m}$$

$$m_{yD-} (x=11,95\text{m}) = +182,73 \text{ kN/m}$$

$$m_{yD+} (x=23,9\text{m}) = -284,34 \text{ kN/m}$$

Korelačný súčiniteľ k , upravujúci hodnoty M na mostovke:

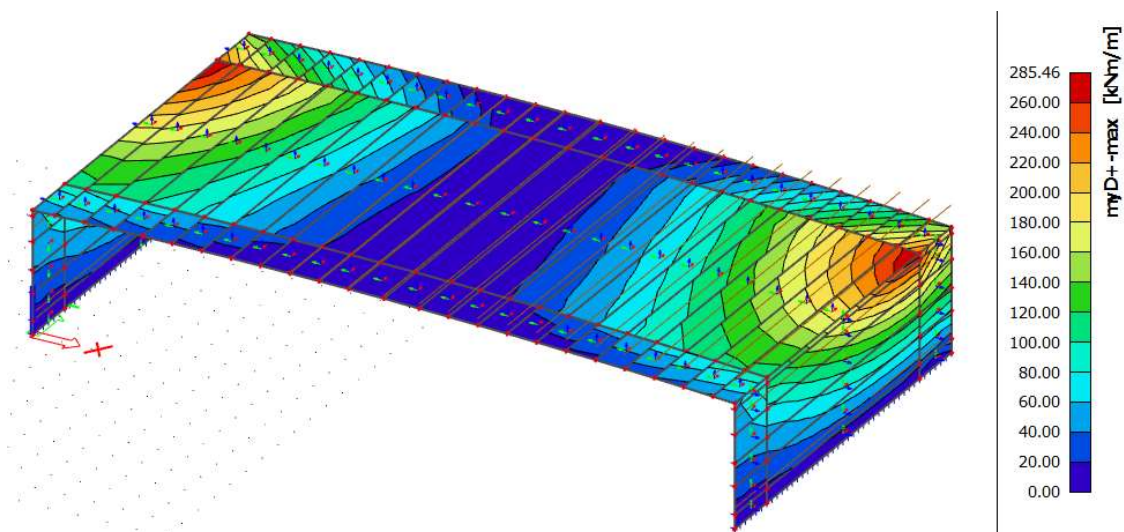
k = výpočtová veličina dosky/ výpočtová veličina prutu na 1 m

$$k_{(x=0\text{m})} = -285,46 / -409,72 = \mathbf{0,70}$$

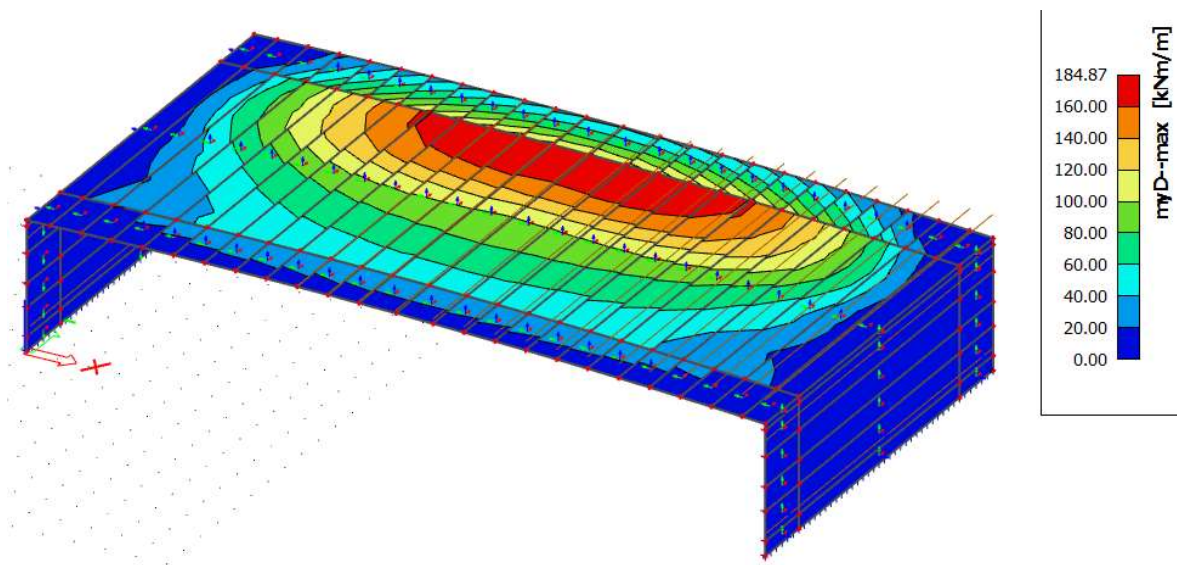
$$k_{(x=11,95\text{m})} = 182,73 / 225,22 = \mathbf{0,81}$$

$$k_{(x=23,9\text{m})} = -284,34 / -420,31 = \mathbf{0,68}$$

$$k = \max(k_i) = \max(0,70; 0,81; 0,68) = \mathbf{0,81}$$



Obr. 30 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli



Obr. 31 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli

Analýza rozdielných hodnôt:

Ohybové momenty D-S modelu sú v porovnaní s prúťovým modelom menšie. Je to spôsobené tým, že D-S model bol zaťažovaný účinkami od TS v každom pruhu zvlášť. Zaťaženie umiestnené v jednotlivých pruhoch u modelu prúťového bolo „presunuté“ a „umiestnené“ do jednej línie na prúte (viz. statický výpočet).

7. Kombinácie účinkov zaťaženia

7.1 Medzný stav únosnosti

Okrem momentovej únosnosti v priečnom smere boli všetky kombinácie počítané ručne, čo je značne pracné. Preto bolo použité kombinačné pravidlo 6.10.

7.1.1 Kombinačná rovnica 6.10:

$$\gamma_{G,SUP} \cdot \sum G_{kj,SUP} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{0i}$$

Pozn. V prípade priaznivo pôsobiaceho zaťaženia:

$$\gamma_{G,SUP} = \gamma_{G,INF}$$

$$\gamma_{Q,i} = 0$$

Jednotlivé súčinitele spoľahlivosti:

| | |
|------------------------|-------------------------|
| cestná doprava, chodci | $\gamma_Q = 1,35$ |
| teplota | $\gamma_Q = 1,5$ |
| predpätie | $\gamma_P = 1,0$ |
| stále zaťaženie | $\gamma_{G,SUP} = 1,35$ |

$$\gamma_{G,INF} = 1,0$$

7.2 Medzný stav použiteľnosti

7.2.1 Charakteristická kombinácia

$$G_{kj,SUP} + P + \cdot Q_{k,1} + \cdot \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{0i}$$

| | |
|----|-----------------|
| TS | $\psi_0 = 0,75$ |
|----|-----------------|

| | |
|-------------|-----------------|
| UDL, Chodci | $\psi_0 = 0,40$ |
|-------------|-----------------|

| | |
|-----|--------------|
| gr5 | $\psi_0 = 0$ |
|-----|--------------|

| | |
|---------|----------------|
| Teplota | $\psi_0 = 0,6$ |
|---------|----------------|

7.2.2 Častá kombinácia

$$G_{kj,SUP} + P + \cdot Q_{k,1} \cdot \psi_{1,1} + \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{2i}$$

| | |
|----|-----------------|
| TS | $\psi_1 = 0,75$ |
|----|-----------------|

| | |
|-------------|-----------------|
| UDL, Chodci | $\psi_1 = 0,40$ |
|-------------|-----------------|

| | |
|-----|--------------|
| gr5 | $\psi_1 = -$ |
|-----|--------------|

| | |
|---------|----------------|
| Teplota | $\psi_1 = 0,6$ |
|---------|----------------|

7.2.3 Kvázistála kombinácia

$$G_{kj,SUP} + P + \cdot Q_{k,1} \cdot \psi_{2,1} + \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{2i}$$

| | |
|----|--------------|
| TS | $\psi_2 = 0$ |
|----|--------------|

| | |
|-------------|--------------|
| UDL, Chodci | $\psi_2 = 0$ |
|-------------|--------------|

| | |
|-----|--------------|
| gr5 | $\psi_2 = -$ |
|-----|--------------|

| | |
|---------|----------------|
| Teplota | $\psi_2 = 0,5$ |
|---------|----------------|

8. Zmeny predpätia

Zmena predpínacej sily je počítaná v každom reze. Výpočtovo sú zobrazené dva rezy, rez v líci stojky $x = 0,75\text{m}$, rez v polovici rozpätia $x = 11,95\text{m}$. Na záver je stanovená priemerná zmena predpätia pre krátkodobé aj dlhodobé účinky.

8.1 Krátkodobé zmeny predpätia

Sú tvorené trením, poklzmom pri kotvení, postupným napínaním a krátkodobou relaxáciou.

Priemerná stráta predpínacej sily po krátkodobých strátach predstavuje 8,2 %.

8.2 Dlhodobé zmeny predpätia

Sú tvorené zmršťovaním betónu, pružným pretvorením betónu, dotvarovaním betónu a dlhodobou relaxáciou.

Priemerná stráta predpínacej sily po dlhodobých strátach predstavuje **14,8 %**.

9. Medzný stav použiteľnosti

9.1 Obmedzenie napätia

Tlakové napätie v betóne musí byť obmedzené, aby sa zabránilo vzniku pozdĺžnych trhlín, mirkotrhlín a veľkému dotvarovaniu.

Jedná sa o obmedzene predpätú konštrukciu.

Ťahové napätie vo výstuži je obmedzené z dôvodu zabráneniu vzniku nepružných pretvorení, nadmerných trhlín a deformácií.

Podmienky obmedzenia napätia:

- **tlakové napätie v betóne**

$$|\sigma_c| \leq 0,6 f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinácia}$$

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck} = 15,75 \text{ MPa} \quad \text{kvázistála kombinácia}$$

- **ťahové napätie v betóne**

$$\sigma_{c+} \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

- **ťahové napätie v predpínacej výstuži**


$$\sigma_{pmt} \leq 0,75 f_{pk}$$

9.2 Obmedzenie trhlín

Podmienka obmedzenia trhlín:

$$\sigma_{c+} \leq f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

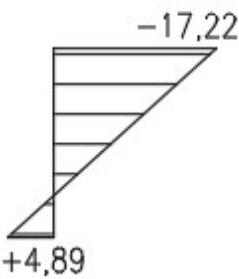
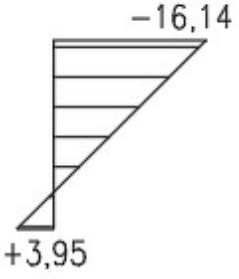
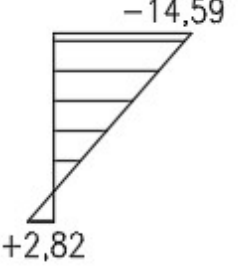
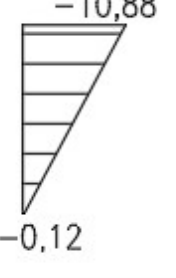
Rez x= 0,75m

| čas | kombinácia | napätie [MPa] |
|-------|---|---|
| t_0 | charakteristická častá kvázistála | <div style="text-align: center;"> $-3,0$  $-2,52$ </div> |

| čas | kombinácia | napätie [MPa] |
|--------------|--------------------------|---------------|
| t_{∞} | charakteristická gr1a | |
| t_{∞} | charakteristická gr5 | |
| t_{∞} | častá | |
| t_{∞} | kvázistála | |

Rez x= 11,95m

| čas | kombinácia | napätie [MPa] |
|-------|---|---------------|
| t_0 | charakteristická častá kvázistála | |

| čas | kombinácia | napätie [MPa] |
|--------------|--------------------------|---|
| t_{∞} | charakteristická gr1a |  |
| t_{∞} | charakteristická gr5 |  |
| t_{∞} | častá |  |
| t_{∞} | kvázistála |  |

Keďže napätie v betóne presiahne únosnosť betónu v ťahu f_{ctm} , dôjde k vzniku trhlín. Správny výpočet by nemal počítať s ideálnym prierezom bez trhlín. Betón v mieste trhliny nepôsobí. Avšak je prijaté zjednodušenie, že trhliny sú zanedbané a je uvažovaný prierez bez trhlín.

Voči priaznivo pôsobiacim účinkom predpätia pôsobí vonkajšie zaťaženie. To je reprezentované statickým a dynamickým zaťažením. Patrné zmeny v priebehu napätí sú spôsobené práve pohyblivým zaťažením. Znázornenie pre charakteristickú k. – TS:

$$x = 6,75 \text{ m} \quad M^P = 146,4 \text{ kNm}$$

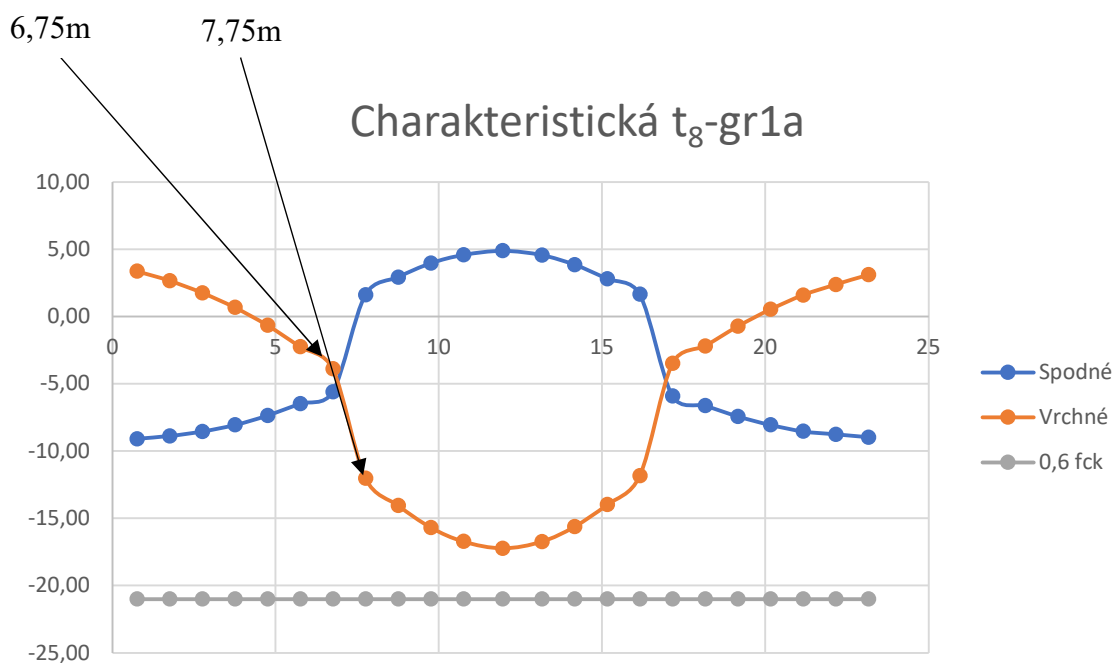
$$x = 7,75 \text{ m} \quad M^P = -1087,7 \text{ kNm}$$

Zaťaženie od TS reprezentujú v týchto rezoch kladné aj záporné hodnoty momentov (obalová krivka momentov). K výpočtu sú použité hodnoty znižujúce priaznivé účinky predpätia.

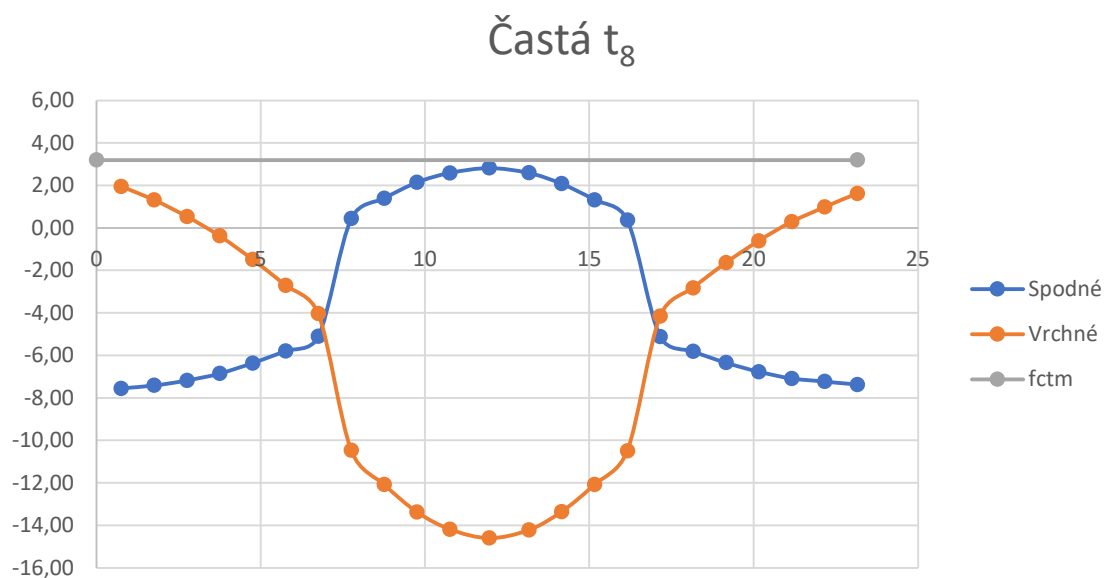
$$x = 6,75 \text{ m} \quad M^{TS} = -1201,62 \text{ kNm}$$

$$x = 7,75 \text{ m} \quad M^{TS} = 2410,55 \text{ kNm}$$

Grafické zobrazenie priebehu napätí po dĺžke konštrukcie vrátane obmedzujúcich podmienok pre vybrané kombinácie a časy (kompletné riešenie- stat. výpočet):



Obr. 32 Priebeh napätia pre charakteristickú komb. čas t_{00}



Obr. 33 Priebeh napätia pre časť komb. čas t_{00}

10. Medzný stav únosnosti

Z hľadiska únosnosti bola posudzovaná predopnutá mostovka a rámová stojka.

10.1 Ohybová únosnosť v pozdĺžnom smere (v smere osy mostu)

Najprv sa stanovil korelačný súčiniteľ k v miestach extrémnych hodnôt, teda v polovici rozpätia a v miestach rámových stojok. Následne sa upravilo zaťaženie a jeho účinky na konštrukciu.

Po stanovení účinkov predpätia pomocou **súčiniteľa k** sa určilo **počiatočné napätie σ_{cp}** . Následne sa získali **návrhové hodnoty zaťaženia N_{ra} , M_{ra}** podľa kombinačnej rovnice 6.10 tak, aby bol získaný najväčší extrém.

Keďže na konštrukciu môžu pôsobiť dve zostavy, $gr1$ a $gr5$, pričom každá je reprezentovaná určitým pohyblivým zaťažením, bola aj momentová únosnosť zisťovaná podľa kombinačnej rovnice pre každú zostavu. Pri výpočte **tlačenej plochy A_{cc}** bol následne vybraný nepriaznivejší stav (viz. statický výpočet).

Z tlačenej plochy bola zistená poloha neutrálnej osy x a overená využiteľnosť výstuže, potom bola stanovená momentová únosnosť **M_{Rd}** :

$$x = 0,75m \quad M_{Rd} = 24\,834 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 24\,790 \text{ kNm}$$

$$x = 11,95m \quad M_{Rd} = 12\,680 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 12\,128 \text{ kNm}$$

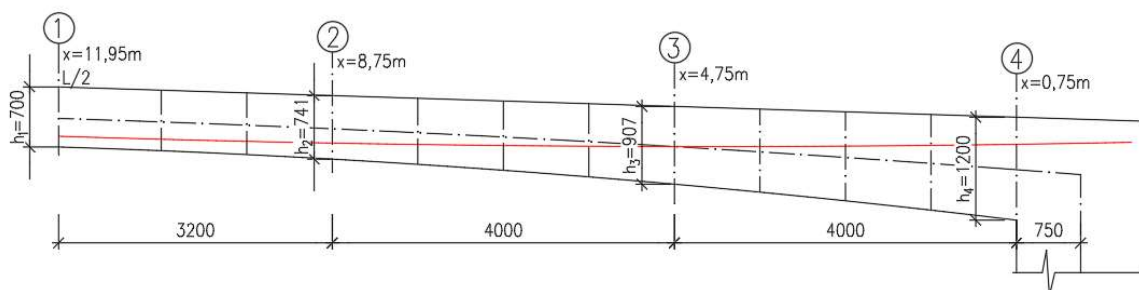
Dodatočný návrh predpínacej výstuže z hľadiska únosnosti nie je potrebný, výstuž bola navrhnutá iba konštrukčne.

Spodný povrch: **$\phi 12\text{mm}$ a 200mm**

Horný povrch: **$\phi 14\text{mm}$ a 200mm**

10.2 Ohybová únosnosť v priečnom smere (kolmo k ose mostu)

Boli stanovené 4 rezy, v každom reze priemerná výška.



Obr. 34 Posudzované rezy momentovej únosnosti

Pre každý rez boli vo výpočtovom softwéri stanovené návrhové dimenzačné momenty **$m_{x,D+}$ a $m_{x,D-}$** podľa kombinačného pravidla 6.10.

Opäť boli zohľadnené obe zostavy, teda gr1a, gr5. Boli zostavené nasledujúce kombinácie:

$$x = 4,75\text{m}$$

$$m_{xD-} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (ZS_{TS} + ZS7 + ZS8) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (ZS12)$$

$$m_{xD-} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (0,75 \cdot ZS_{TS} + 0,4 \cdot ZS7 + 0,4 \cdot ZS8) + 1,5 \cdot (ZS12)$$

$$m_{xD-} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (ZS9_{LM3}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (ZS12)$$

$$m_{xD-} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,5 \cdot (ZS12)$$

$$m_{xD+} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (ZS_{TS} + ZS7 + ZS8) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (ZS10)$$

$$m_{xD+} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (0,75 \cdot ZS_{TS} + 0,4 \cdot ZS7 + 0,4 \cdot ZS8) + 1,5 \cdot (ZS10)$$

$$m_{xD+} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,35 \cdot (ZS9_{LM3}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (ZS10)$$

$$m_{xD+} = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS4 + ZS5) + 1,5 \cdot (ZS10)$$

ZS1 vlastná tiaž

ZS2 ostatné stálie

ZS4 zemný tlak- vonkajší

ZS5 zemný tlak- vnútorný

ZS_{TS} najúčinnější poloha TS vzhľadom k posudzovanému rezu

ZS7 UDL

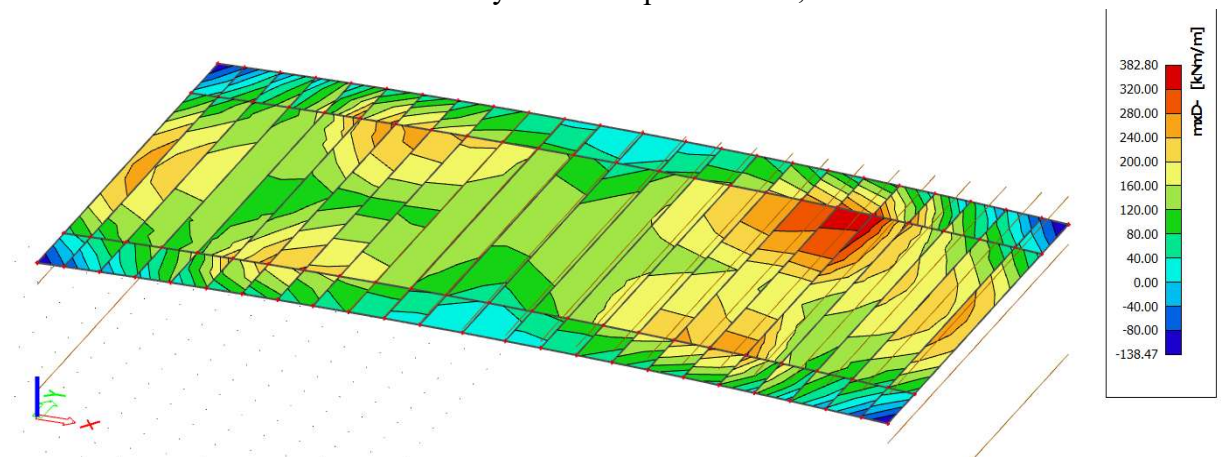
ZS8 Chodci

ZS_{LM3} najúčinnější poloha LM3 vzhľadom k posudzovanému rezu

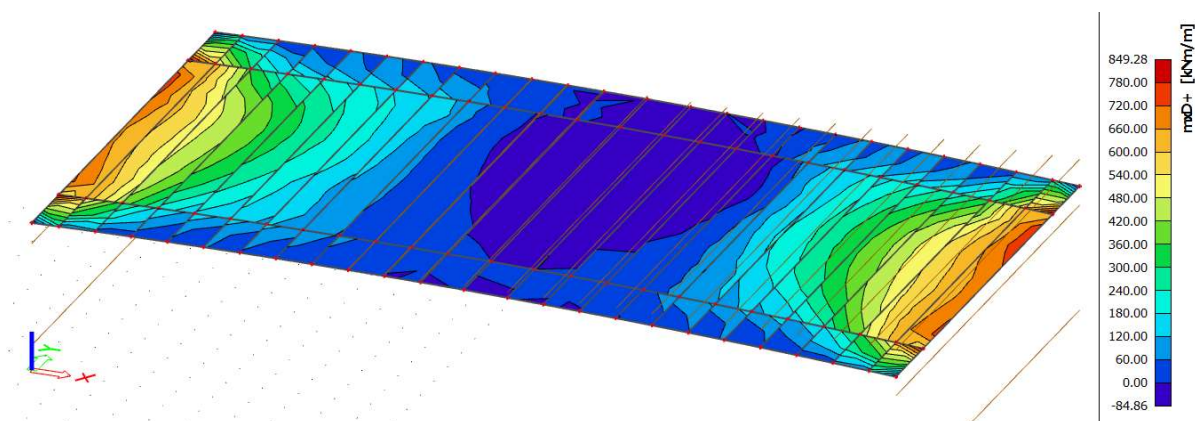
ZS10 rovnomerné oteplenie konštrukcie

ZS12 nerovnomerné oteplenie povrchu mostovky

Grafické znázornenie extrémnych hodnôt pre rez $x = 4,75\text{m}$



Obr. 35 Merný moment m_{xD-} $x = 4,75\text{m}$



Obr. 36 Merný moment m_{xD} + $x=4,75m$

Navrhnutá výstuž: **Spodný povrch**

Oblasť $x \in [0m; 8,75m] \Delta [15,15m; 23,9m]$

Oblasť $x \in [8,75m; 15,15m]$

$\varnothing 14mm$ a 100mm

$\varnothing 12mm$ a 100mm

Horný povrch

Oblasť $x \in [0m; 8,75m] \Delta [15,15m; 23,9m]$

Oblasť $x \in [8,75m; 15,15m]$

$\varnothing 14mm$ a 100mm

$\varnothing 12mm$ a 100mm

10.3 Šmyková únosnosť konštrukcie

Najprv sa stanovil korelačný súčiniteľ k v miestach extrémnych hodnôt, teda v miestach rámových stojok. Následne sa upravilo zaťaženie a jeho účinky na konštrukciu.

Po stanovení účinkov predpätia pomocou súčiniteľa k sa určili **návrhové hodnoty zaťaženia** V_{fd} podľa kombinačnej rovnice 6.10 tak, aby bol získaný najväčší extrém a to pre obe zostavy.

Mostovka sa rozdelila na úseky bez trhlín a s trhlinami. Následne sa určilo konkrétne miesto vzniku trhlín na základe lineárneho priebehu napätia na vláknach.

Šmyková únosnosť $V_{Rd,c}$ bola stanovená zvlášť pre oblasť s a bez trhlín.

Vo všetkých rezoch platí: $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$

Po overení všetkých podmienok, vrátane tlačenej diagonály bolo pristúpené k **návrhu šmykovej výstuže podľa konštrukčných zásad**:

Oblasť $x \in [0m; 23,9m]$

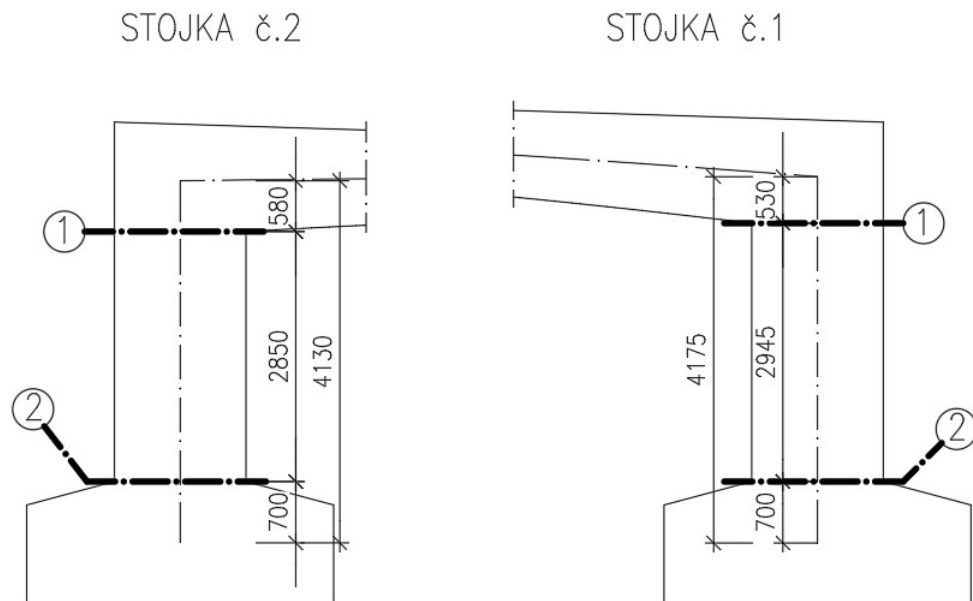
$\varnothing 10mm$

$s_l = 100mm$

$s_t = 400mm$

11. Rámová stojka

Posúdenie únosnosti a stanovenie korelačného koeficientu k je prevedené v dvoch rezoch na každej stojke.



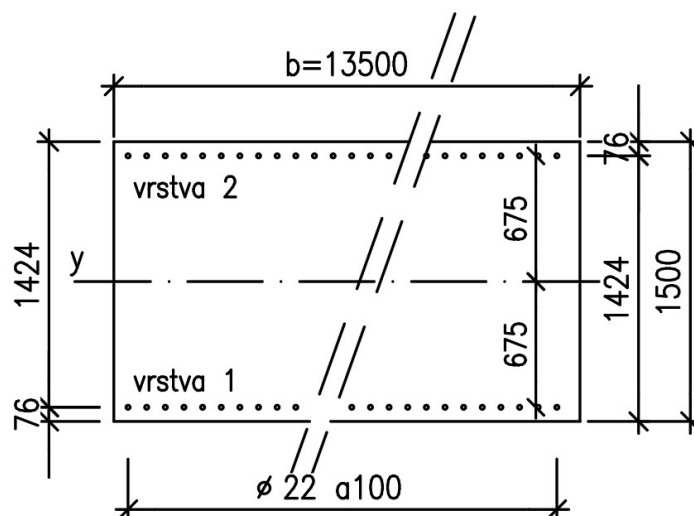
Obr. 37 Rezy rámovou stojkou č.1, 2

Nasledovalo stanovenie účinkov zaťaženia M_{fd} , V_{fd} , N_{fd} pomocou kombinačného pravidla 6.10. $\text{Max } M_{fd} \xrightarrow{\text{Príslušná}} N_{fd}$, $N_{fd} \xrightarrow{\text{Príslušný}} M_{fd}$,

Stanovenie účinkov predpätia N_{pD} , V_{pD} , M_{pD} pomocou súčiniteľa k .

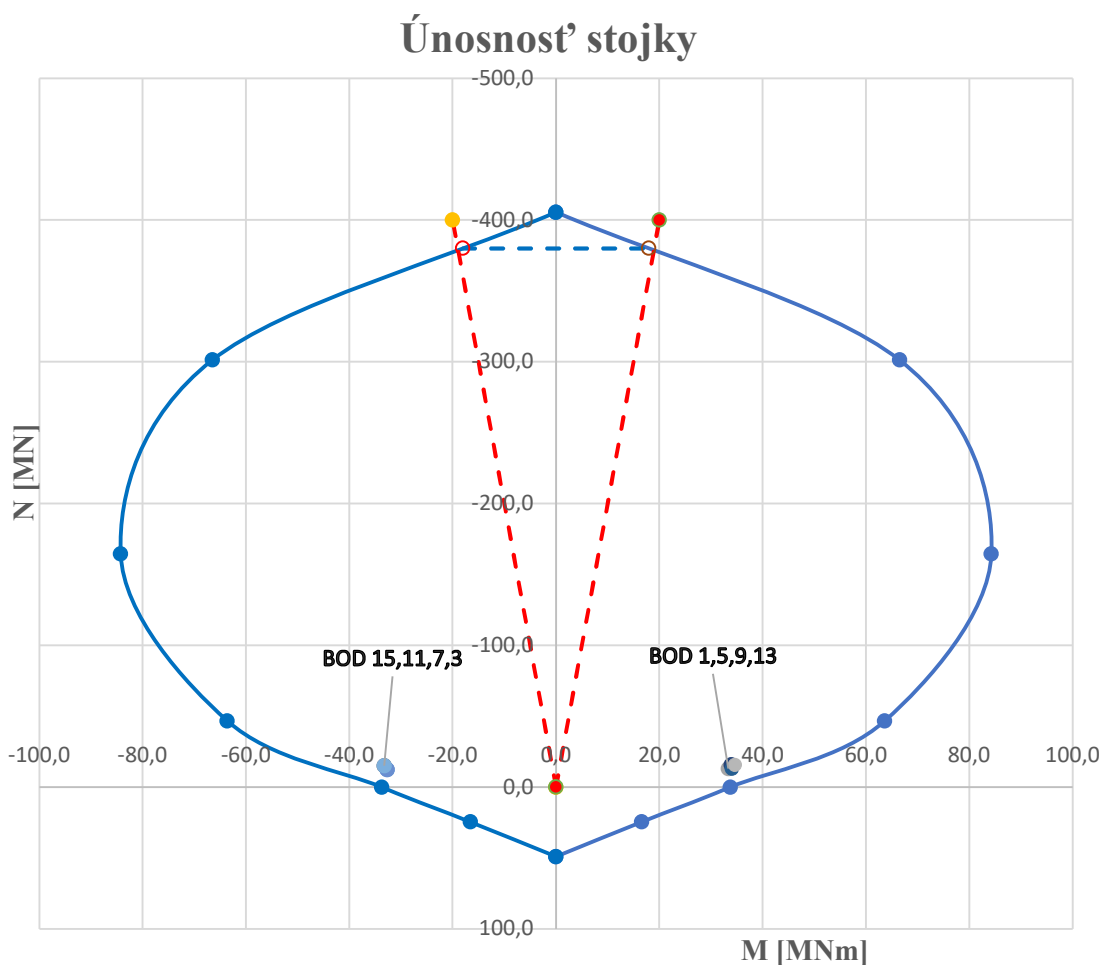
Návrh výstuže v dvoch vrstvách:

$\phi 22$ mm a 100mm



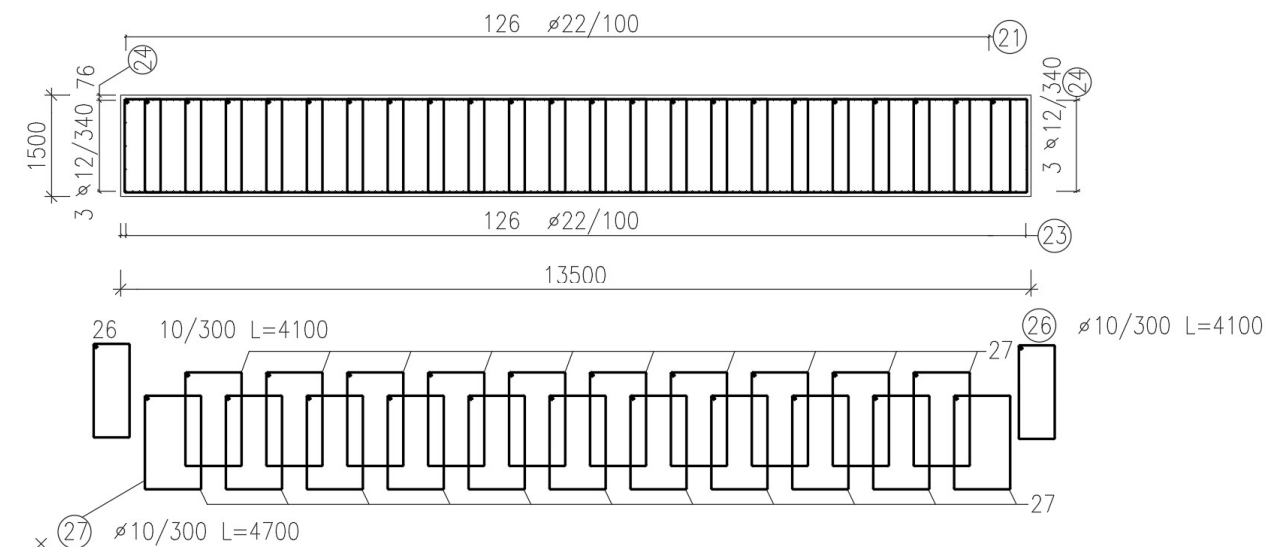
Obr. 38 Schéma výstuže rámovej stojky

Interakčný diagram rámovej stojky:



Šmyková únosnosť stojky:

$$V_{Rd,c} = 6323 \text{ kN} \leq V_{ED,MAX} = 11\,702 \text{ kN}$$



Obr. 39 Schéma vyztuženia rámovej stojky

Návrh šmykovej výstuže v podobe strmeňov (viz schéma vyššie):

$\varnothing 10\text{mm}$

$n_{\text{STRIH}} = 46$

$V_{\text{Rd,s}} = 11\,860\text{ kN} \geq V_{\text{ED}} = 11\,702\text{ kN}$

12. Kotvy a kotevná oblasť

Použitý typ kotvy VSL -GC.

Posúdenie je stanovené pre krajinú kotvu (najmenšia roznášacia plocha A_c).

12.1 Posúdenie betónu namáhaného sústredeným tlakom

$F_{\text{ED}} = 1328,4\text{ kN} \leq F_{\text{Rdu}} = 1090,26\text{ kN}$ NEVYHOVUJE

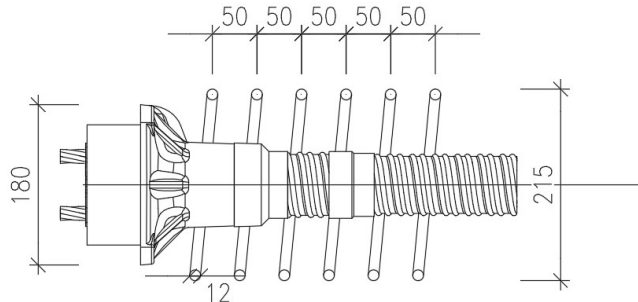
Betón v oblasti krajnej kotvy nevyhovuje na namáhanie sústredeným tlakom. Avšak únosnosť betónu je v tomto prípade zodpovednosť duálna a pokiaľ budú dodržané všetky konštrukčné zásady stanovené výrobcom kotiev, únosnosť garantuje výrobca.

12.2 Posúdenie oblasti pod kotvou

Štepová síla $T_{\text{bu}} = 122,62\text{ kN}$

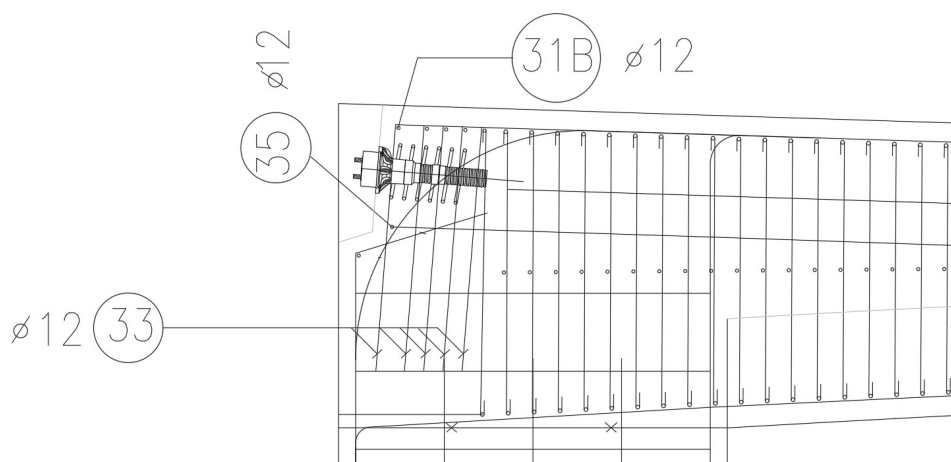
Navrhnutá špirála $\varnothing 12\text{mm}$ o 6-tich závitoch (podľa doporučenia výrobcu).

Bočný pohľad na
kotvu a špirálu



12.3 Oblasť u povrchu čela

Povrch čela je vo zvislom (33) a vodorovnom (31B, 35) smere vyztužený prúťmi $\varnothing 12\text{mm}$. Táto plocha je väčšia, než požadovaná plocha. Požadovaná plocha je daná výpočtom, kde figuruje síla T_{SP} definovaná ako 3% z celkovej sily F_{ED} pripadajúcej na 1 kotvu.



Obr. 40 Vyztuženie u povrchu čela

12.4 Globálna oblasť

K stanoveniu vyztuženia globálnej oblasti je použitá metóda náhradných oblastí (hranolov).

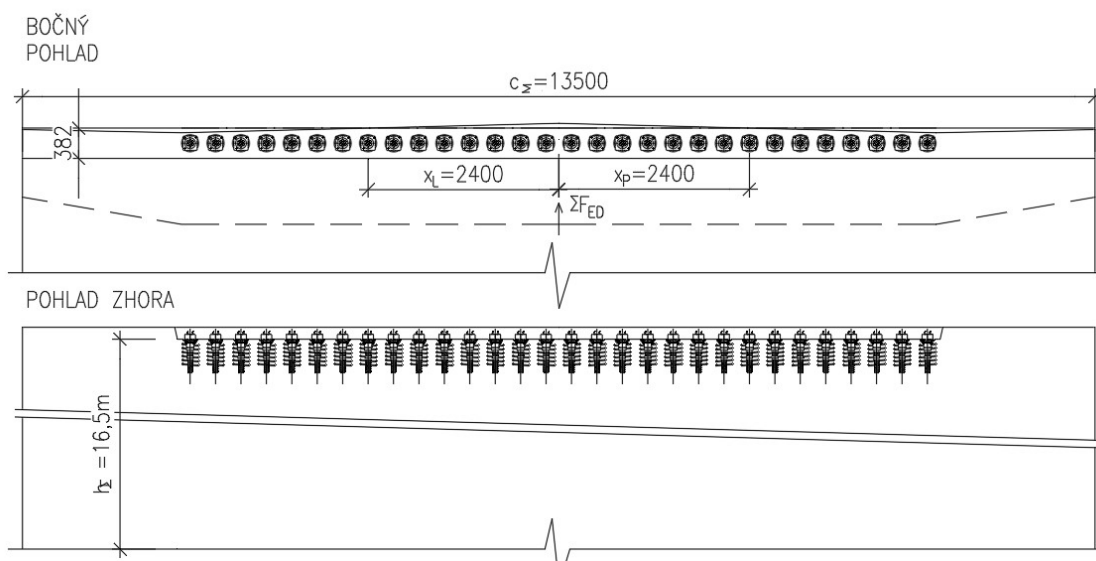
Vodorovný smer globálnej oblasti pozostáva z náhradného hranola, ktorý je tvorený rozmermi c_{Σ} , h_{Σ} . Ďalej bol stanovený rozmer náhradnej kotvy a_{Σ} .

$$c_{\Sigma} = 13,5\text{m}$$

$$h_{\Sigma} = 16,2\text{m}$$

$$a_{\Sigma} = 4,8\text{m}$$

Náhradný hranol teda zasahuje zhruba do polovice rozpätia mostu a je v styku s náhradným hranolom z opačnej strany.



Obr. 41 Globálna oblasť- vodorovný smer

K návrhu výztuže boli použité existujúce prúty **priečnej ohybovej výztuže** a **dodatočne navrhnutý prút Ø12mm** umiestnený medzi priečnou ohybovou výztužou.

Zvislý smer globálnej oblasti pozostáva z náhradného hranola, ktorý je tvorený rozmermi c'_{Σ} , h'_{Σ} . Ďalej bol stanovený rozmer náhradnej kotvy a'_{Σ} .

$$c'_{\Sigma} = 0,382\text{m}$$

$$h'_{\Sigma} = 0,460\text{m}$$

$$a'_{\Sigma} = 0,180\text{m (rozmer skutočnej kotvy)}$$

Navrhnuté 4 rady $\varnothing 12$, v 1 rade 60 \varnothing (v obr. 40 vyššie položka č.33)

13. Záver

Práca sa zaoberala návrhom a posúdením rámovej mostnej konštrukcie, ktorá prevádza cestu I. triedy ponad riečny tok Kysuca v meste Čadca.

Práca si vyžadovala zhotovenie dvoch modelov, prútového a desko-stenového. Konštrukcia bola posúdená z hľadiska únosnosti a použiteľnosti. Výpočet bol prevedený pomocou procesoru EXCEL. Vnútorné sily boli získané výpočtovým softvérom SCIA ENGINEER 2018. Výpočty sú doplnené grafickým zobrazením v podobe schématických obrázkov a príslušných výkresov.

Vo výpočtoch nie sú zohľadnené účinky premenného zaťaženia za operou, reologické javy a fázy výstavby.



14. Zoznam použitých zdrojov

- [1] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
- [2] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno, AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM : 2004. ISBN 80-214-2649-7
- [3] SEČKÁŘ, Milan. *Betonové mosty I*. Brno, Vysoké učení technické : 1998. ISBN 80-214-1306-9
- [4] NEČAS, Radim. KOLÁČEK, Jan a PANÁČEK, Josef. *Betonové mosty I*. Brno, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební : 2014. ISBN 978-80-214-4979-4
- [5] KOLÁČEK, Jan, 2020. *BL012 Betonové mosty I (obor K)* [online]. [cit. 2020-30-05]. Dostupné z: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/kolacek.j/BL12.html>
- [6] *VSL International, 2020* [online]. Posledná revízia 30.5.2020 [cit. 30.05.2020]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/sk/dodatocne-predpinanie/>
- [7] ČSN 013481 (013481) Výkresy stavebních konstrukcí. Výkresy betonových konstrukcí
- [8] PANÁČEK, Josef. *Spodní stavba a příslušenství mostních objektů*, Brno, Vysoké učení technické : 2006
- [9] KLUSÁČEK, Ladislav. *Nosné konstrukce mostů*. Brno, Vysoké učení technické : 2006

15. Zoznam obrázkov

| | |
|---|----|
| Obr. 1 Situácia stávajúceho stavu | 11 |
| Obr. 2 Pozdĺžny profil stávajúceho stavu v ose budúcej komunikácie | 11 |
| Obr. 3 Pozdĺžny rez rámovou konštrukciou | 12 |
| Obr. 4 Schématický priečny rez B-B mostovkou rámovej konštrukcie | 12 |
| Obr. 5 Pozdĺžny rez konštrukciou dosky podporovanou oblúkom..... | 13 |
| Obr. 6 Schématický priečny rez B-B mostovkou dosky podporovanou oblúkom | 13 |
| Obr. 7 Strednica prútového modelu | 15 |
| Obr. 8 Strednica prútového modelu v prostredí SCIA..... | 15 |
| Obr. 9 Niveleta komunikácie | 16 |
| Obr. 10 Stredná časť mostovky definovaná plochami | 18 |
| Obr. 11 Stredná časť mostovky v axonometrickom pohľade | 18 |
| Obr. 12 Krajná časť mostovky definovaná plochami | 19 |
| Obr. 13 Krajná časť mostovky v axonometrickom pohľade | 19 |
| Obr. 14 Rámová stojka č.2 definovaná plochami | 20 |
| Obr. 15 Axonometrický pohľad na model | 20 |
| Obr. 16 Detail rímsy | 22 |
| Obr. 17 Ekvivalentné zaťaženie | 23 |
| Obr. 18 Priečny rez v polovici rozpätia pre výpočet účinkov premenného zaťaženia .. | 24 |
| Obr. 19 Roznos dvojnáprav v pozdĺžnom smere | 24 |
| Obr. 20 Intenzita zaťaženia pre pruh č.1 | 25 |
| Obr. 21 Roznos zaťaženia chodcami | 26 |
| Obr. 22 Roznos LM3 v pozdĺžnom smere | 27 |
| Obr. 23 Rovnomerné oteplenie prierezu mostu | 28 |
| Obr. 24 Rovnomerné ochladenie prierezu mostu | 28 |
| Obr. 25 Nerovnomerné oteplenie mostovky | 28 |
| Obr. 26 Priebeh ohybových momentov na prútovom modeli | 29 |
| Obr. 27 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli | 30 |
| Obr. 28 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli | 30 |
| Obr. 29 Obalová krivka ohybových momentov na prútovom modeli | 31 |
| Obr. 30 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli | 31 |
| Obr. 31 Priebeh ohybových momentov na desko-stenovom modeli | 32 |
| Obr. 32 Priebeh napätia pre charakteristickú komb. čas t_{00} | 37 |
| Obr. 33 Priebeh napätia pre častú komb. čas t_{00} , | 37 |
| Obr. 34 Posudzované rezy momentovej únosnosti | 38 |
| Obr. 35 Merný moment m_{xD-} $x=4,75m$ | 39 |
| Obr. 36 Merný moment m_{xD+} $x=4,75m$ | 40 |
| Obr. 37 Rezy rámovou stojkou č.1, 2 | 41 |
| Obr. 38 Schéma výstuže rámovej stojky | 41 |
| Obr. 39 Schéma vyztuženia rámovej stojky | 42 |
| Obr. 40 Vyztuženie u povrchu čela | 44 |
| Obr. 41 Globálna oblasť- vodorovný smer | 44 |

16. Zoznam tabuliek

| | |
|---|----|
| Tabuľka 1 Charakteristika okolitej zeminy | 16 |
| Tabuľka 2 Zaťaženie TS | 25 |
| Tabuľka 3 Zaťaženie UDL | 26 |
| Tabuľka 4 Zaťaženie chodcami | 26 |
| Tabuľka 5 Zaťaženie zostavou gr5- LM3 | 27 |

17. Zoznam príloh

| | |
|----|--|
| P1 | (podklady, štúdia, vizualizácia) P1 01: Podklady P1 02: Varianta A P1 03: Varianta B P1 04: Vizualizácia |
| P2 | (prehľadné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mosta) P2 01: Situácia P2 02: Pozdĺžny rez P2 03: Priečne rezy P2 04: Výkres betonárskej výztuže I P2 05: Výkres betonárskej výztuže II P2 06: Výkres predpínacej výztuže |
| P3 | (statický výpočet) P3 01: Statický výpočet |